



TITLE:

長短期流出両用モデルとダムの流れ
水管理に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

田中丸, 治哉

CITATION:

田中丸, 治哉. 長短期流出両用モデルとダムの流水管理に関する研究. 京都大学, 1992, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1992-03-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/2964439>

RIGHT:

(2)

長短期流出両用モデルと
ダムの流水管理に関する研究

1991年10月

田中丸 治哉

正誤表

| ページ | 位置 | 誤 | 正 |
|-----|---------|----|-----|
| 58 | 下から13行目 | 洪水 | 流出 |
| 92 | 表6.1 注 | 右端 | 最左列 |

目 次

| | |
|----------------------------------|----|
| 第1章 緒 論 | 1 |
| 第2章 長短期流出両用モデルとその最適同定 | 5 |
| 2.1 概 説 | 5 |
| 2.2 流出モデルの基礎式 | 5 |
| 2.3 流出計算法 | 8 |
| 2.4 最適同定法 | 10 |
| 2.5 結 語 | 12 |
| 第3章 長短期流出両用モデルのダム流域への適用 | 13 |
| 3.1 概 説 | 13 |
| 3.2 長短期流出両用モデルの大迫ダム流域への適用 | 13 |
| 3.2.1 対象流域と解析資料 | 13 |
| 3.2.2 流域平均降水量の推定 | 14 |
| 3.2.3 蒸発散量の推定 | 17 |
| 3.2.4 流出モデルの適用結果 | 18 |
| 3.3 長短期流出両用モデルの永源寺ダム流域への適用 | 22 |
| 3.3.1 対象流域と解析資料 | 22 |
| 3.3.2 流域平均降水量の推定 | 23 |
| 3.3.3 蒸発散量の推定 | 26 |
| 3.3.4 流出モデルの適用結果 | 27 |
| 3.4 長短期流出両用モデルの並列適用 | 31 |
| 3.4.1 流域分割 | 31 |
| 3.4.2 流域平均降水量と蒸発散量の推定 | 31 |
| 3.4.3 並列モデルの適用結果 | 32 |
| 3.5 結 語 | 35 |
| 第4章 長短期流出両用モデルによる実時間洪水予測 | 37 |
| 4.1 概 説 | 37 |

| | | |
|---------|------------------------|----|
| 4. 2 | 状態修正法による流出予測の考え方 | 38 |
| 4. 3 | 洪水予測システムⅠー最上層水深修正法ー | 40 |
| 4. 4 | 洪水予測システムⅡー全タンク水深修正法ー | 41 |
| 4. 5 | ダム流域における洪水流量の実時間予測 | 44 |
| 4. 5. 1 | 降雨時系列の予測法 | 44 |
| 4. 5. 2 | 洪水予測システムの適用結果 | 45 |
| 4. 6 | 流域平均降水量の逆推定の試み | 47 |
| 4. 7 | 結 語 | 57 |
| 第5章 | 長短期流出両用モデルの大河川ダム流域への適用 | 61 |
| 5. 1 | 概 説 | 61 |
| 5. 2 | 高山ダム流域と解析資料 | 61 |
| 5. 3 | 流域平均降水量と蒸発散量の推定 | 63 |
| 5. 3. 1 | 流域平均降水量の推定 | 63 |
| 5. 3. 2 | 蒸発散量の推定 | 65 |
| 5. 4 | 河道伝播時間および流域遅れ時間 | 66 |
| 5. 5 | 流出モデルの適用結果 | 67 |
| 5. 5. 1 | 高山ダム流域への適用結果 | 67 |
| 5. 5. 2 | 青蓮寺ダム・室生ダム流域への適用結果 | 69 |
| 5. 5. 3 | 3ダム流域への適用結果に関する考察 | 72 |
| 5. 6 | 高山ダム流域における洪水流量の実時間予測 | 78 |
| 5. 6. 1 | 遅れ時間の扱い | 78 |
| 5. 6. 2 | 洪水予測システム | 79 |
| 5. 6. 3 | 洪水予測システムの適用結果 | 79 |
| 5. 7 | 結 語 | 80 |
| 第6章 | 長短期流出両用モデルによる実時間渇水予測 | 89 |
| 6. 1 | 概 説 | 89 |
| 6. 2 | 流出モデルの適用と状態修正 | 90 |
| 6. 2. 1 | 解析資料 | 90 |
| 6. 2. 2 | 流出モデルの適用結果 | 90 |
| 6. 2. 3 | 提案する状態修正簡便法 | 90 |

| | | |
|---------|------------------------|-----|
| 6. 2. 4 | 状態修正の効果 | 91 |
| 6. 3 | 予測少雨時系列を用いた渇水流量予測 | 91 |
| 6. 3. 1 | 予測少雨時系列と予測蒸発量の設定 | 91 |
| 6. 3. 2 | 適用結果 | 93 |
| 6. 3. 3 | 季節別渇水持続曲線法との比較 | 94 |
| 6. 4 | 結 語 | 101 |
| 第7章 | 長短期流出両用モデルによる気温上昇の影響評価 | 103 |
| 7. 1 | 概 説 | 103 |
| 7. 2 | 対象流域と解析資料 | 105 |
| 7. 2. 1 | 輪島柳田流域 | 105 |
| 7. 2. 2 | 永源寺ダム流域 | 107 |
| 7. 3 | 流出モデルの適用結果 | 107 |
| 7. 3. 1 | 最適モデル定数 | 107 |
| 7. 3. 2 | 流出モデルの再現性 | 109 |
| 7. 4 | 気候変化シナリオ | 113 |
| 7. 4. 1 | 温室効果気体の増加に伴う気候変化の見通し | 113 |
| 7. 4. 2 | 仮想的な気候変化シナリオ | 113 |
| 7. 5 | 気温上昇の流域水循環への影響評価 | 115 |
| 7. 5. 1 | 検討方法 | 115 |
| 7. 5. 2 | 検討結果 | 115 |
| 7. 6 | 結 語 | 125 |
| 第8章 | 結 論 | 129 |
| | 謝 辞 | 132 |

第1章 緒 論

流出解析法は、流域の雨水流出過程をモデル化し、対象流域の降水量より河川流量を推定する手法である。流出解析には、雨水流出過程の諸機構を解明するとともに、対象流域の流出特性を探求するという水文学上の重要な目的もあるが、その最も実用的な目的は、流出予測といえよう。

流出予測は、目的によって次の二つに大別される¹⁾。一つは、水工施設の設計、治水計画、水資源開発計画などを合理的に行うための基礎情報としての予測で、計画予測、オフライン予測といわれるものである。もう一つは、既存の水工施設を実際に管理・操作したり、警報を発令したりするとき、適切な判断を行うための基礎情報としての予測または予報で、管理予測、実時間予測、オンライン予測といわれるものである。管理予測は、たとえばダムゲートの操作に際して最も有効である。貯水池へ流入する洪水流量を事前に精度よく予測できれば、適切かつ安全なゲート操作を行うことができる。

流出解析法は、洪水流出解析法と長期流出解析法に大別され、双方ともにこれまで多くのモデルが提唱されてきた。1932年に Sherman によって単位図法が提案されて以来、提案された流出モデルは、百を下らないとみられる。これだけ多くのモデルが存在するのは、雨水流出過程が十分に解明されていないことやあらゆる現象に対応できるモデルの作成が困難であることなどが原因と思われるが、現在実用に供されているいくつかのモデルは、それぞれ実用上十分な精度で流量を推定できる段階に達している。

しかしながら、いくつかの問題点も残されている。たとえば、多くの洪水流出解析法にはほぼ共通する適用上の難点の一つに、有効降雨の推定問題がある。これは、水工計画段階あるいは検証のための解析ならばともかく、最初に述べたようなダムの安全管理上要求される管理予測的あるいは実時間的な解析ではきわめて難しい問題である。これに対処する一つの方法は、平時に長期流出解析を実行して当該降雨直前の表層土湿条件を的確に把握し、これを有効降雨推定に利用することである。

このような実用上の要請に応えるため、角屋・永井^{2,3)}によって長短期流出両用モデルが提案された。このモデルは、洪水流出と低水流出を同時に連続して解析でき、有効降雨が自動的に推定できるように工夫されており、洪水の実

時間予測や長期の流況予測にも十分活用できるモデルである。

長短期流出両用モデルの開発に際しては、当初、LST-I²⁾が提案されたが、その後改良が加えられて、再現性がよく物理的にも無理がないモデルであるLST-II³⁾が新たに提案され、これが現在のところ最良に近いモデルと目されている。これらの開発改良研究は、精度のよい水文観測が行われている京都市西部のカマ谷小試験地流域の観測資料に基づいて実施された。次いで、データの信頼性や流域平均降水量の推定法に問題のある一般河川流域での適応性を調べるため、滋賀県愛知川上流の永源寺ダム流域に適用され、かなりの面積を持つ一般河川流域でも実用上十分使えることが明らかにされている⁴⁾。

しかしながら、このモデルを実際のダム管理などに活用するためには、さらに検討すべき問題も少なくない。たとえば、モデルの適応性や適用上の問題点を明らかにするためには、より多くの流域を対象としてモデルを適用する必要がある。一般河川流域へのモデル適用に際しては、モデルに入力する流域平均降水量や蒸発散量の推定法などを吟味しておく必要がある。また、モデルを実時間洪水予測へ適用するためには、流域平均降水量の推定誤差などの影響を消去するためのフィルタリング手法の導入が欠かせない。フィルタリング手法を併用した実時間洪水予測システムの開発も検討すべき課題の一つである。またこのモデルは、洪水流出のみならず低水流出も精度よく推定することを目的としていることから、洪水予測だけでなく、長い期間を対象とした流況予測ないしは渇水予測にも活用できるはずである。

本研究は、これまでの研究成果と上述したいくつかの課題を踏まえて、長短期流出両用モデルのダム流域への同定適用とそのダムの流水管理への応用について攻究したものである。本論文は、その研究成果を取りまとめたものであって、次の内容から構成されている。

第2章では、長短期流出両用モデルの基礎式を示すとともに、流出計算法およびモデル定数の最適同定法を示す。

第3章では、紀ノ川上流の大迫ダム流域および愛知川上流の永源寺ダム流域を対象として、長短期流出両用モデルを同定適用する。それぞれの流域について、流域平均降水量、積雪量・融雪量、蒸発散量の推定法を吟味した後、モデル定数を最適同定するとともに、モデルの再現性を検証する。ここでは、長短期流出両用モデルの並列適用法についても検討する。

第4章では、長短期流出両用モデルにカルマンフィルター理論に基づく状態

修正法を導入した洪水予測システムを提示する。次いで、この予測システムを大迫ダム流域および永源寺ダム流域にそれぞれ適用し、洪水流量の実時間予測を行って、その予測精度を検討する。さらに、この予測システムを応用して、不確定な入力である流域平均降水量の逆推定を試みる。

第5章では、木津川上流の高山ダム流域とその部分流域である青蓮寺ダム流域および室生ダム流域を対象として、河道および流域の洪水伝播効果を考慮した長短期流出両用モデルの大河川ダム流域への適応性を検討する。さらに、第4章で提示した洪水予測システムによる洪水流量の実時間予測も試みる。

第6章では、渇水時を想定した予測少雨時系列を長短期流出両用モデルに入力して、実時間的に渇水流量予測を行う方法を提示し、これを永源寺ダム流域に適用して、その予測精度を検討する。

第7章では、流出解析法の新しい応用分野として、流域水循環に対する気温上昇の影響評価を取り上げる。ここでは、温室効果気体の増加による気温上昇を想定したいくつかの気候変化シナリオを設定して、輪島柳田試験流域および永源寺ダム流域において同定された長短期流出両用モデルにこれを入力し、現況との比較によって、気温上昇が流域水循環に与える影響の評価を試みる。

第8章では、得られた結果を要約して、本論文の結論としている。

参 考 文 献

- 1) 土木学会関西支部：水資源システムの分析・計画・管理および保全に関する最近の技術，1983，pp. 3-4.
- 2) 永井明博・角屋 睦：長短期両用貯留型流出モデルとその最適同定，京都大学防災研究所年報，第26号B-2，1983，pp. 261-272.
- 3) 角屋 睦・永井明博：長短期流出両用モデルの開発改良研究，農業土木学会論文集，第136号，1988，pp. 31-38.
- 4) 角屋 睦・永井明博：長短期流出両用モデルの永源寺ダム流域への適用と考察，農業土木学会論文集，第137号，1988，pp. 71-78.

第2章 長短期流出両用モデル とその最適同定

2.1 概説

長期流出解析のための貯留型モデルは、これまでも数多く提案されてきており、わが国では菅原^{1,2)}の直列4段タンクモデルが著名である。タンクモデルは、流域の土壤水分の消長がよく表現されていて物理的に無理がなく、非線形効果も表現できる。このモデルは、洪水流出解析にも利用されるが、洪水解析用のモデルと長期解析用のモデルは別個のものとされている。両者を一つのモデルに統合すれば、洪水流出と低水流出を同時に連続して扱うことができるはずであるが、それには、ほぼ6段のタンクが必要といわれており¹⁾、決定すべきモデル定数がかなり多くなるという難点がある。このため、そのような応用例はあまりみられない。

角屋・永井^{3,4)}によって提案された長短期流出両用モデルは、タンクモデルや補給能モデル⁵⁾などの長期流出モデル、表面流モデルや貯留関数モデルなどの洪水流出モデルの特長を考慮して、洪水流出と低水流出を同時に連続して解析できるように工夫された貯留型モデルである。このモデルは、平時に長期流出解析を実行することによって、流域土壤水分の消長を表現し、これまでの洪水流出解析法の難点であった有効降雨の推定を自動的に行うことができるという特長を持っている。

このように、洪水流出と長期流出を同時に扱えるモデルは、欧米にはいくつかみられ、たとえば、Linsley ら⁶⁾によって提案されたスタンフォードモデル（モデルIから逐次修正され、通常モデルIVを意味する）などが挙げられる。一方、わが国では、この長短期流出両用モデルの他には、福嶋・鈴木⁷⁾が最近提案している水循環モデルなどがみられる程度である。

本章では、長短期流出両用モデルの基礎式を示すとともに、流出計算法およびモデル定数の最適同定法について述べる。

2.2 流出モデルの基礎式

現在のところ最良に近いと考えられる図2.1の L S T - II⁴⁾について説明する。このモデルは3段のタンクで構成され、1段目は上層と下層に分れている。各タンクの連続式は次式である。

$$dS_1/dt = r - E_1 - f - Q_1 - Q_2 \dots\dots\dots(2.1)$$

$$dS_2/dt = f - Q_3 - g_1 \dots\dots\dots(2.2)$$

$$dS_3/dt = g_1 - E_2 - Q_4 - g_2 \dots\dots\dots(2.3)$$

$$dS_4/dt = g_2 - E_3 - Q_5 \dots\dots\dots(2.4)$$

ここに、 $S_1 \sim S_4$ ：貯留量、 t ：時間、 r ：降雨強度、 $E_1 \sim E_3$ ：各タンクからの蒸発散量（強度）、 f ：浸入強度、 g_1, g_2 ：下段タンクへの供給強度、 $Q_1 \sim Q_5$ ：流出量（強度）で、 Q_1 は表面流出、 Q_2 は速い中間流出、 Q_3 は遅い中間流出、 Q_4 と Q_5 は地下水流出をそれぞれ想定している。

Q, g は、貯留量が孔の高さ Z を越える場合のみ流出するものとして、次式から求める。

$$Q_1 = a_1(S_1 - Z_1)^m, \quad m = 5/3 \dots\dots\dots(2.5)$$

$$Q_2 = a_2 S_1 \dots\dots\dots(2.6)$$

$$Q_3 = a_3(S_2 - Z_3), \quad g_1 = b_2 S_2 \dots\dots\dots(2.7)$$

$$Q_4 = a_4 S_3, \quad g_2 = b_3 S_3 \dots\dots\dots(2.8)$$

$$Q_5 = a_5 S_4 \dots\dots\dots(2.9)$$

ここに、 $a_1 \sim a_5, b_1 \sim b_3$ ：定数、 $Z_1 \sim Z_3$ ：流出孔の高さ（図2.1）。

表面流出は、Manning 則に従うものとして、(2.5)式で $m = 5/3$ を採用している。また速い中間流出を表す(2.6)式は、一応 $S_1 > Z_1$ にも適用し、中間流出の上限流量は想定していない。むろん、kinematic 流出モデルに準じて中間流出に上限値を設定して、 $Q_2 \leq a_2 Z_1$ としてもよい。この場合、上限値を設定しない場合と比べて、 Z_1 がやや小さく、 a_1 および a_2 がやや大きくなる程度で、大きな差は生じない⁴⁾。

1段目タンクの上層から下層への浸入強度 f は、下層の空容量に比例するものと仮定されている。この仮定は、補給能モデルの扱い⁵⁾と同一であって、次式で表される。

$$f = b_1(Z_2 + Z_3 - S_2) \dots\dots\dots(2.10)$$

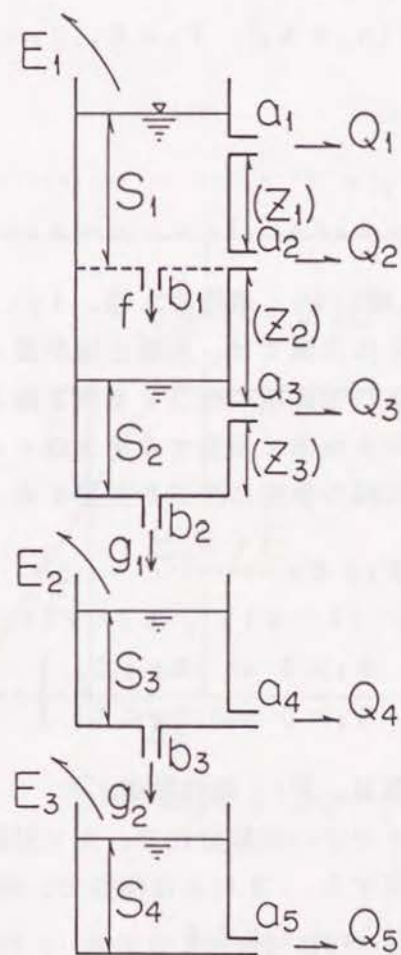


図2.1 長短期流出両用モデル

上層に f に見合うだけの十分な貯留量がある場合、すなわち浸入能 f の時間的变化は、Horton の浸入能式と同形の次式となる。

1) $S_2 \leq Z_3$ のとき；

$$f = f_A + (f_0 - f_A) e^{-(b_1 + b_2)t} \dots\dots\dots (2, 11)$$

$$f_A = b_2 f_U / (b_1 + b_2), \quad f_U = b_1 (Z_2 + Z_3)$$

2) $S_2 > Z_3$ のとき；

$$f = f_C + (f_0 - f_C) e^{-ct} \dots\dots\dots (2, 12)$$

$$f_C = (b_2 f_U + a_3 Z_2 b_1) / c, \quad c = a_3 + b_1 + b_2$$

ここに、 f_0 ：初期浸入能、 f_C ：最終浸入能、 f_U ：上限浸入能。

また蒸発散は、森林主体流域では、表層土壌が湿っているときは表層部に相当する第1段タンクおよび根群域に相当する第2段タンクから、表層部が乾燥してくるとその不足分が主根部に相当する第3段タンクから発生するものとして、それぞれの貯留量の減少強度に次式を採用する（図2.2）。

$$E = \alpha E_P = E_1 + E_2 + E_3 \dots\dots\dots (2, 13)$$

$$E_1 = \gamma \theta E, \quad E_2 = (1 - \gamma) E, \quad E_3 = \gamma (1 - \theta) E \dots\dots\dots (2, 14)$$

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 1 \quad ; \quad S_1 > 0 \quad \text{or} \quad S_2 \geq Z_3 \\ \theta = S_2 / Z_3 \quad ; \quad S_1 = 0 \quad \text{and} \quad S_2 < Z_3 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2, 15)$$

ここに、 E ：流域蒸発散量、 E_P ：蒸発散能。

γ は蒸発散の最上段タンクへの振分比で、カマ谷試験小流域での検討結果⁴⁾を参考に $\gamma = 0.6$ を採用する。また α は係数で、降雨日に対してのみ $\alpha \leq 1$ とするが、無降雨日には $\alpha = 1$ とする。

2. 3 流出計算法

長短期流出両用モデルでは、計算時間刻み Δt 内で降雨強度は一定として、各タンクの微分方程式を数値的に解くことにし、解法には修正 Euler 法を用いる。たとえば、微分方程式の右辺が $h(S, t)$ で時刻 t の貯留量 S_t を既知とするとき、 Δt 後の貯留量 $S_{t+\Delta t}$ は次式より求める。

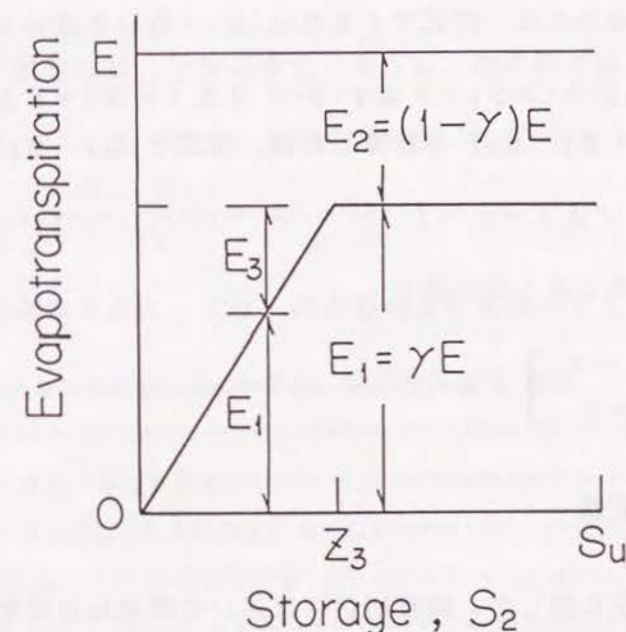


図2.2 貯留量と蒸発散量の関係

- ① 微分方程式の右辺 $h(S_t, t)$ を計算する。
- ② $t + \Delta t / 2$ のときの S を $S' = S_t + h(S_t, t) \Delta t / 2$ より求める。
- ③ $S_{t+\Delta t} = S_t + h(S', t + \Delta t / 2) \Delta t$ を求める。

Δt ごとの流量は、③で求まる貯留量に基づいて(2.5)～(2.9)式から求める。計算時間刻み Δt は、自由に変更できるが、一般に雨天日または $S_1 > 0$ のときは $\Delta t \leq 1$ 時間、その他の場合は $\Delta t = 24$ 時間 を採用している。

また、浸入強度 f の算定では、 f に見合う量が上層に貯留されている場合、すなわち $(f + Q_1 + Q_2) \Delta t < S_1 + r \Delta t$ のときは、(2.10)式を用いればよいが、そうでない場合には、次式で f または $(Q_1 + Q_2)$ を求める。

- 1) $(f + Q_1 + Q_2) \Delta t > S_1 + r \Delta t$ かつ $f \Delta t < S_1 + r \Delta t$ のとき;
 $f = b_1(Z_2 + Z_3 - S_2)$ を計算した後、次式で $(Q_1 + Q_2)$ を求める。

$$Q_1 + Q_2 = S_1 / \Delta t + r - f \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

- 2) $f \Delta t > S_1 + r \Delta t$ のとき;

$$\left. \begin{aligned} f &= S_1 / \Delta t + r \\ Q_1 &= 0, \quad Q_2 = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.17)$$

2. 4 最適同定法

このモデルの同定に際して、同定初日には速い中間流出は発生しないものとして、1 段目タンクの初期水深を $S_1^0 = 0$ に固定すると、同定すべき未知定数は、 $a_1 \sim a_5$, $b_1 \sim b_3$, $Z_1 \sim Z_3$ 、初期水深 $S_2^0 \sim S_4^0$ の合計14個となる。最適同定法としては、永井・角屋⁹⁾が提案しているSP法を用いる。これは、制約条件のない非線形関数の最小化問題に対する優れた解法として知られている Powell の共役方向法に次式の基準化方式を採用したものである。

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= a_1 / a_1^0, \quad x_2 = Z_1 / Z_1^0, \quad x_3 = a_2 / a_2^0 \\ x_4 &= b_1 / b_1^0, \quad x_5 = a_3 / a_3^0, \quad x_6 = Z_2 / Z_2^0 \\ x_7 &= Z_3 / Z_3^0, \quad x_8 = b_2 / b_2^0, \quad x_9 = S_2 / S_2^0 \\ x_{10} &= a_4 / a_4^0, \quad x_{11} = b_3 / b_3^0, \quad x_{12} = S_3 / S_3^0 \\ x_{13} &= a_5 / a_5^0, \quad x_{14} = S_4 / S_4^0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.18)$$

ここに、 $x_1 \sim x_{14}$ は最適値探索のための基準化変数で、モデル定数の上側添字0は初期値を表す。

最適モデル定数を求めるための評価基準には、次の最小 χ^2 誤差評価基準を用いる。

$$J_{xs} = \frac{1}{M} \sum \frac{(Q_c - Q_0)^2}{Q_0} \rightarrow \min \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

ここに、 J_{xs} : χ^2 誤差評価基準、 Q_0 : 観測流量、 Q_c : 計算流量、 M : データ数。

また再現性の表現には、分かりやすいように、次の相対誤差 $J_{RE}(\%)$ を併用する。

$$J_{RE} = \frac{1}{M} \sum \frac{|Q_c - Q_0|}{Q_0} \times 100 \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

モデル定数の探索にあたっては、次の制約条件を設けることにした。

$$(a_1 \sim a_5; b_1 \sim b_3; Z_1 \sim Z_3; S_2^0 \sim S_4^0) \geq 0 \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

$$S_2^0 \leq S_u \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

$$a_3 > a_4 > a_5, \quad b_2 > b_3 \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

$$0.5 < b_2 / a_3 < 2, \quad 0.5 < b_3 / a_4 < 2 \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

$$|\sum Q_c - \sum Q_0| / \sum Q_0 < \varepsilon_q \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

$$|Q_{pc} - Q_{p0}| / Q_{p0} < \varepsilon_p \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

ここに、 S_u は S_2 の上限値で、 $S_u = (f_u - f_c) / b_1$ である。

ただし、Powell の共役方向法は、制約条件のない場合を前提とした手法である。そこで、これらの制約条件が満たされない場合には、評価関数値がとくに大きくなるようなペナルティ関数を導入する。

なお、(2.24)式では、その下限値および上限値をそれぞれ 0.2, 5 とすることもある。水収支の条件(2.25)式の ε_q には、 $\varepsilon_q = 0.02$ を採用する。最大ピーク流量の条件(2.26)式の Q_{p0} , Q_{pc} は、同定期間内の最大ピーク流量の観測値と計算値であり、 ε_p には $\varepsilon_p = 0.2$ を採用する。

2. 5 結 語

本章では、長短期流出両用モデルの基礎式を示すとともに、流出計算法およびモデル定数の最適同定法を示した。なお、森林主体流域では、最上段タンクの上に降雨遮断タンクを設けることもある。しかしこうしたことは、応用上の問題として必要に応じて処理することとし、ここでは、このモデルの基本的構造のみを示した。

参 考 文 献

- 1) 菅原正巳：流出解析法，共立出版，1972.
- 2) 菅原正巳：続・流出解析法，共立出版，1979.
- 3) 永井明博・角屋 睦：長短期両用貯留型流出モデルとその最適同定，京都大学防災研究所年報，第26号B-2，1983，pp. 261-272.
- 4) 角屋 睦・永井明博：長短期流出両用モデルの開発改良研究，農業土木学会論文集，第136号，1988，pp. 31-38.
- 5) 角屋 睦・豊国永次・文達俊夫：山地小流域河川の低水解析(2)，京都大学防災研究所年報，第10号B，1967，pp. 147-154.
- 6) Crawford, N. H. and R. K. Linsley : Digital Simulation in Hydrology : Stanford Watershed Model IV, Stanford Univ. , Dept. Civ. Eng. Tech. Rep. 39, 1966.
- 7) 福嶋義宏・鈴木雅一：山地流域を対象とした水循環モデルの提示と桐生流域の10年連続日・時間記録への適用，京都大学農学部附属演習林報告，第57号，1986，pp. 162-185.
- 8) 永井明博・角屋 睦：流出モデル定数の最適化手法，京都大学防災研究所年報，第22号B-2，1979，pp. 209-224.

第 3 章 長短期流出両用モデル のダム流域への適用

3. 1 概 説

長短期流出両用モデルは、当初、小試験地流域の資料に基づいて開発された後、滋賀県愛知川上流に位置する永源寺ダム流域に適用された¹⁾。その結果、このモデルが、かなりの面積を持つ一般河川流域においても実用上十分使えることが明らかにされている。しかしながら、モデルに入力される流域平均降水量の推定法など、さらに検討すべき問題も少なくない。本章では、奈良県紀ノ川上流、吉野川最上流に位置する大迫ダム流域と上述の永源寺ダム流域を対象として、長短期流出両用モデルを適用した結果を述べる。大迫ダム流域は、わが国有数の多雨地帯である大台ヶ原を含んでおり、永源寺ダム流域も多雨多雪地帯として知られる御在所山を含んでいることもあって、いずれも降水量の地域分布が激しく、ダム流入量の予測が難しい流域である。以下では、それぞれの流域を対象として、流域平均降水量、積雪量・融雪量、蒸発散量の推定法について述べた後、モデル定数の同定結果およびそれに基づく検証計算の結果を示す。次いで、永源寺ダム流域が、降雨特性、地質特性にかなり差異のあるいくつかの支流から構成されていることを考慮して、長短期流出両用モデルの並列適用法を検討した結果について示す。

3. 2 長短期流出両用モデルの大迫ダム流域への適用

3. 2. 1 対象流域と解析資料

研究対象とする大迫ダム流域(図3.1)は、紀伊平野を流れる奈良県紀ノ川上流、吉野川最上流部に位置する。この流域の面積は114.8km²であって、そのほとんど全域が杉を中心とした山林である。この流域は、高峻な褶曲山地であり、その地質は、砂岩、粘板岩を主体とする中・古生層となっている。流域の標高は、ダム地点のほぼ400mから大普賢岳山頂の1780mまで大きく変化し、その平均標高は860mである。なお、流域の南側にわが国有数の多雨地帯である大台ヶ原がある。

解析に用いる資料は、1974年1月～1985年12月の12年間の流域内4地点（A～D）で観測されている時間降水量、およびダム地点で得られている流量、日最高最低気温である。流量は、ダム貯水位と放流量から求められる平均流量で、日平均ダム流入量（午前9時から翌日の9時まで）およびピーク流量100m³/s以上の34出水時の毎時平均流量を用いる。

3.2.2 流域平均降水量の推定

（1）流域平均降水量の推定

大迫ダム流域には、わが国有数の多雨地帯として著名な大台ヶ原が含まれており、表3.1に示すように、流域内の4雨量観測点のうちA点（ダム）・B点（栃谷）・C点（筏場）の下流側3地点の降水量は、標高1520mに位置するD点（大台ヶ原）のそれに比べて著しく少ない。また、ダム地点の年間降水量は年間ダム流入量よりも少ない。これにもかかわらず、大台ヶ原観測点は、冬期積雪のため毎年約5カ月間欠測となり、流域平均降水量の把握をさらに難しくしている。

流域平均降水量の推定には、算術平均法や Thiessen 法などがよく用いられるが、当初、大迫ダム流域の流域平均降水量を算術平均法によって求めたところ、水収支からみて明らかに過小になることが確かめられ、また Thiessen 法でも同様に過小になることが予想された。そこで、各雨量観測点の雨量特性を吟味した結果、次の方法によって流域平均降水量を推定することにした。

① 表3.2のように、流域を標高別に4地帯分割する。第1地帯の降水量には、下流側3地点（A～C）の算術平均値を、第3、第4地帯の降水量には、大台ヶ原地点（D）のそれを与える。

② 大台ヶ原地点の観測値が欠測のとき、第3、第4地帯の降水量は、第1地帯の降水量の1.8倍として推定する。

③ 第2地帯の降水量は、第1地帯の1.3倍として推定する。

④ 各地帯別降水量を地帯面積により加重平均する。

なお、上述の方法では、大台ヶ原地点の降水量を面積比の小さい第4地帯のみに与えると、水収支からみて降水量が不足することから、第3地帯の降水量を第4地帯のそれと等値としている。また、1974～1983年の10年間について、大台ヶ原地点の観測期間で4地点とも降雨となっている日を対象として降水量を調べたところ、下流側3地点の算術平均値に対する大台ヶ原地点の降水量は

表3.1 4雨量観測点の年間降水量（大迫ダム流域）

| | A (ダム) | B (栃谷) | C (筏場) | D (大台ヶ原) | 年流出高 |
|------|------------|------------|-------------|--------------|-----------|
| 1974 | 2363 (1) | 2450 (32) | 2605 (0) | 3896 (134) | 2662 (0) |
| 1975 | 2449 (0) | 2894 (0) | 2688 (0) | 4143 (133) | 2951 (0) |
| 1976 | 1944 (23) | 2087 (0) | 1179 (99) | 3200 (154) | 2289 (0) |
| 1977 | 1262 (1) | 1533 (0) | 1405 (17) | 2587 (154) | 1872 (0) |
| 1978 | 1041 (0) | 1556 (0) | 1177 (0) | 1620 (149) | 1319 (0) |
| 1979 | 1554 (0) | 2651 (0) | 2105 (0) | 3252 (146) | 2204 (0) |
| 1980 | 2044 (0) | 1952 (8) | 2501 (0) | 2882 (150) | 2237 (0) |
| 1981 | 1611 (6) | 1760 (0) | 1597 (0) | 2548 (146) | 1796 (0) |
| 1982 | 2518 (0) | 2871 (4) | 2823 (3) | 3864 (153) | 3146 (0) |
| 1983 | 1893 (0) | 1839 (0) | 1878 (0) | 2451 (126) | 1929 (0) |
| 1984 | 1490 (0) | 1669 (0) | 1597 (0) | 2397 (147) | 1753 (0) |
| 1985 | 1861 (0) | 1974 (0) | 1851 (0) | 2665 (139) | 2102 (3) |
| | 22025 (31) | 25236 (44) | 23406 (119) | 35505 (1731) | 26261 (3) |

注) mm単位, ()内は欠測日数。

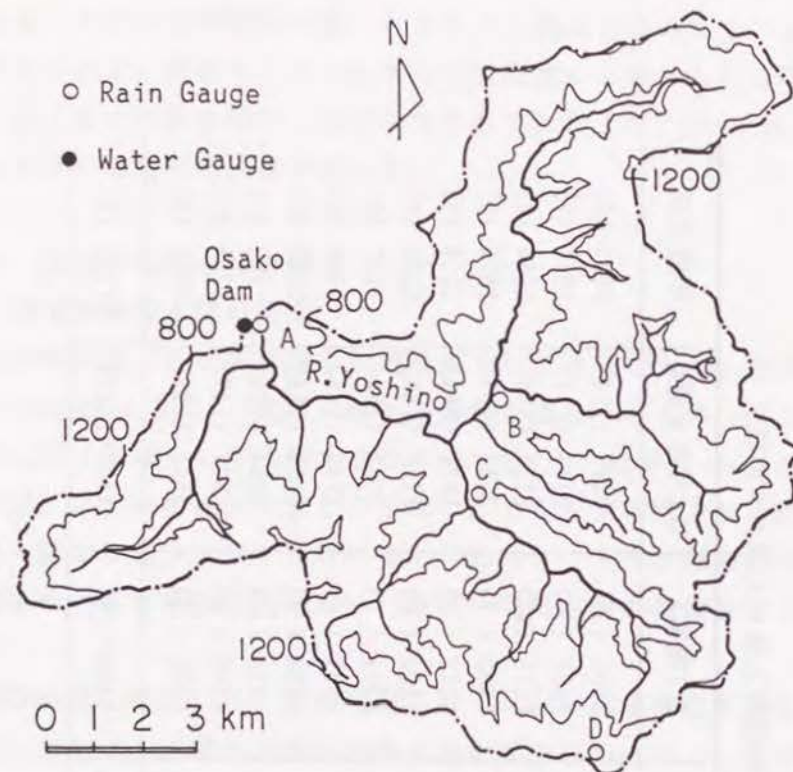


図3.1 大迫ダム流域

表3.2 標高による地帯分割（大迫ダム流域）

| 地帯 | 標高(m) | | 面積比率 (%) | 観測点 (標高) |
|----|-----------|------|-------------|---------------------------|
| | 範囲 | 平均 | | |
| 1 | 400～700 | 550 | 26 | A (400), B (430), C (430) |
| 2 | 700～1000 | 850 | 45 | |
| 3 | 1000～1300 | 1150 | 25 | |
| 4 | 1300～1780 | 1450 | 4 | D (1520) |

1.8倍となった。そこで、大台ヶ原地点の観測値が欠測のときは、これを第1地帯の降水量の1.8倍として推定することにした。第2地帯には雨量観測点がないことから、第2地帯の降水量は、第1地帯のそれに割増係数を乗じて推定することにした。この割増係数は、水収支の観点から1.3としている。

(2) 積雪量・融雪量の推定

積雪量、融雪量の推定には、菅原の方法²⁾を時間降水量を対象として適用する。すなわち、標高別に分割された各地帯*i*の日平均気温 $t_i(^{\circ}\text{C})$ が 0°C 以下ならば時間降水量 r_i を雪とし、 t_i が 0°C より高ければ雨として扱い、次式による推定融雪量 m_i を r_i に加えた値をモデルへの入力とする。ただし、地帯*i*の積雪量 h_i が m_i より少ない場合の融雪量は h_i となる。

$$m_i = \beta t_i + r_i t_i / 80 \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 β ：融雪の定数、 $\beta = 0.25(\text{mm/h}/^{\circ}\text{C})$ 、 r_i ：第*i*地帯の時間降水量(mm/h)、 t_i ：第*i*地帯の日平均気温($^{\circ}\text{C}$)。なお、 t_i は、標高による気温低減率を $0.6^{\circ}\text{C}/100\text{m}$ として、次式のダム地点日平均気温 t_a を基準に各地帯ごとに求める。

$$t_a = \alpha t_{\max} + (1 - \alpha) t_{\min}, \quad \alpha = 0.6 \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 t_{\max} , t_{\min} ：ダム地点の日最高および日最低気温($^{\circ}\text{C}$)、 α ：係数。

3.2.3 蒸発散量の推定

流域蒸発散量推定の際に、一つの指標として計器蒸発量を利用することが考えられる。大迫ダム、永源寺ダムでは、ダム地点で計器蒸発量が測定されているが、冬期をはじめとして欠測が多く信頼性に乏しいことから、本研究ではダム地点ないしは流域近傍の気象観測所の気象資料から蒸発散量を推定することにした。蒸発散量の推定方法には、数多くのものが提案されているが、比較的入手しやすい気象資料を用いる推定式として、Thorntwaite式、Hamon式、およびPenman式などが実用に供されている。なお、大迫ダム流域の近傍には気象観測所がなく、ダム地点で観測されている気象資料も整理されているのは降水量、計器蒸発量の他は気温と湿度のみである。そこで、大迫ダム流域における蒸発散量の推定には、気温資料のみを用いる次のHamon式³⁾を採用する。

$$E_p = 0.14 D_g^2 q_t \dots\dots\dots (3,3)$$

ここに、 E_p ：推定日蒸発散能(mm/d)、 D_g ：日照時間比、すなわち、月平均の1日の日照時間を12時間で除した量、 q_t ：日平均気温に対する飽和絶対湿度(g/m^3)。

この式の適用に際しては、流域内の標高差が大きいことを考慮して、流域平均標高における日平均気温（ダム地点の日最高最低気温の平均値より推定）を採用する。なお、流出計算に際しては、(3,3)式より日蒸発散能を求め、月単位で集計し、月平均日蒸発散能を求めて適用している。

次に、流域蒸発散量 E の推定法について述べる。流域蒸発散量は、係数 α を E_p に乗じて推定する。ここでは、係数 α には、無降雨日、降雨日の無降雨時間帯ともに $\alpha = 1$ を、降雨時には $\alpha = 0$ を採用している。

3.2.4 流出モデルの適用結果

長短期流出両用モデルには、同定すべき未知定数が14個あるが、大迫ダム流域への適用にあたっては、次の手順でこれらを同定した。

- ① まず日流出高を対象として、14個の定数を同定する。
- ② ①で求めた定数を初期値とし、洪水時の時間流量を対象として上層部の4定数 a_1, a_2, b_1, Z_1 を再同定する。この際、他の10定数は①の結果に固定しておく。

同定計算には、1974～1975年の2年間の資料を用いた。次いで、2年間の同定期間を含む1974～1985年の12年間を対象として検証計算を行った。

このようにして得られた最適モデル定数を図3.2に示す。以下では、このモデルによる検証計算の結果について述べる。

長期流出量の再現誤差を表3.3に示す。日流出高の相対誤差は、12年間の平均で17.2%と小さく、水収支的にみてもほぼ妥当な結果が得られている。しかし、渇水年に相当する1984年については、相対誤差が27.8%と例外的に悪い。代表的な長期流出解析法と目される菅原の直列4段タンクモデルのいくつかの流域における適用結果^{4,5)}では、日流出高の相対誤差は30%前後となっている。これと比較すれば、大迫ダム流域における長短期流出両用モデルの適応性は、かなり良好といえることができる。同定期間の1974年と検証期間最終年の1985年の日流出高ハイドログラフを図3.3, 3.4に示す。いずれも計算ハイドログラフ

表3.3 長期流出量の相対誤差評価（大迫ダム流域）

| | ΣR | J_{RE} | ε_q |
|------|------------|----------|-----------------|
| 1974 | 3468 | 21.3 | -4.0 |
| 1975 | 3705 | 16.4 | +1.0 |
| 1976 | 2840 | 15.5 | -2.7 |
| 1977 | 2214 | 14.1 | -10.6 |
| 1978 | 1731 | 17.6 | -3.6 |
| 1979 | 2964 | 13.6 | -1.4 |
| 1980 | 3047 | 15.5 | +4.7 |
| 1981 | 2339 | 14.5 | -2.7 |
| 1982 | 3692 | 15.3 | -3.9 |
| 1983 | 2419 | 16.0 | +0.9 |
| 1984 | 2217 | 27.8 | -2.1 |
| 1985 | 2607 | 18.4 | -6.4 |
| 平均 | 2770 | 17.2 | -2.4 |

注) ΣR ：年間降水量(mm), J_{RE} ：日流出高相対誤差(%)
 ε_q ：水収支誤差(%), $\varepsilon_q = (\Sigma Q_c - \Sigma Q_o) / \Sigma Q_o \times 100$

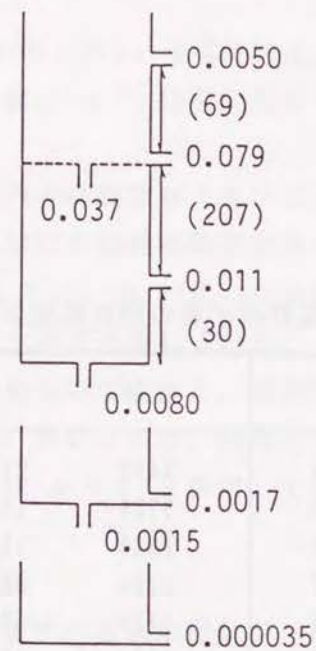


図3.2 最適モデル定数（大迫ダム，mm-h単位）

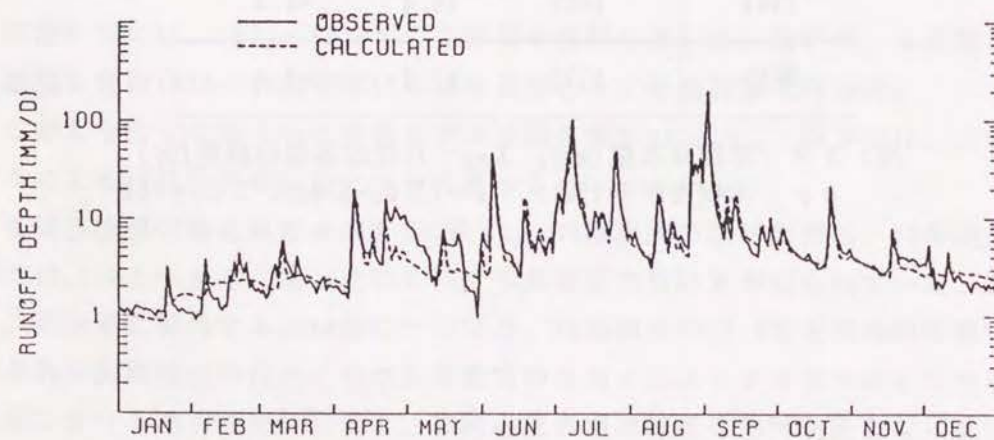


図3.3 長期流出量の再現結果（大迫ダム，1974年）

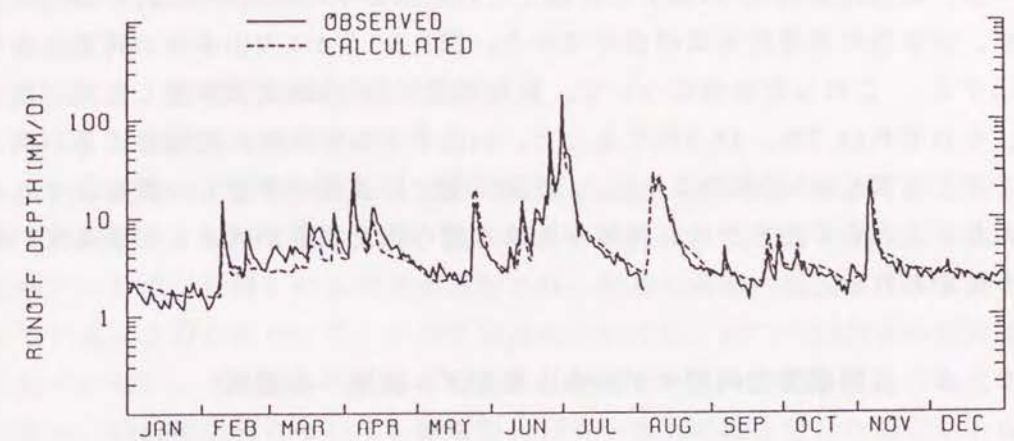


図3.4 長期流出量の再現結果（大迫ダム，1985年）

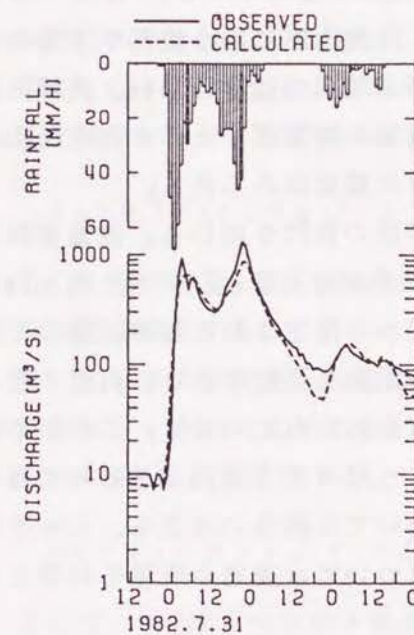


図3.5 大出水時の再現結果（大迫ダム）

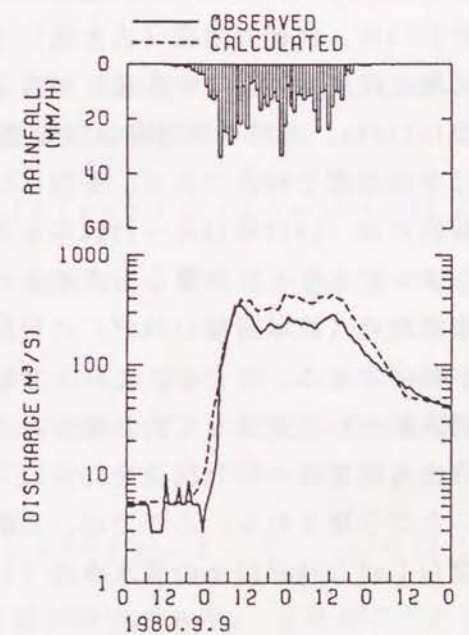


図3.6 大出水時の再現結果（同左）

と観測ハイドログラフはよく合致している。

一方、観測流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価した34出水の平均相対誤差は、23.3%となり、洪水時の再現性もほぼ良好である。図3.5, 3.6に大出水時の再現結果を例示する。これらの出水について、観測流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価した相対誤差は、それぞれ14.7%, 48.5%であった。34出水のなかには、再現性の悪い例として示した図3.6の出水のように、観測流量と計算流量が著しい差を示すものもあり、これらの出水では、流域平均降水量の推定誤差が大きく影響しているように思われる。

3.3 長短期流出両用モデルの永源寺ダム流域への適用

3.3.1 対象流域と解析資料

もう一つの対象流域である永源寺ダム流域(図3.7)は、滋賀県東部を西流して琵琶湖に流入する愛知川の上流部に位置する。この流域の面積は 131.5km^2 、主河道長は約25kmで、ほぼ全域が山林であり、広葉樹林が 79.6km^2 で全流域面積の60%、杉を主体とする針葉樹林が 42km^2 で32%を占めている。またこの流域の2/3は、粘板岩地帯(古生層)であるが、鈴鹿山脈に沿う東部や下流の一部に風化花崗岩地帯(中生層)がみられる。ダム地点の標高は280m、流域内最高点は1238m、流域平均標高は705mである。流域の南東部、とくに御在所山付近は多雨地帯で有名であり、冬期には流域全体に積雪がみられる。

解析には、1974年10月～1985年8月の約11年間の資料を用いる。流量資料には、ダム貯水位と放流量から求められる日平均ダム流入量と、ダム上流5kmの如来堂地点(流域面積 110km^2)の自記水位資料から推定される毎時流量の2種類が利用できる。ただし、これら2地点の日流出高を比較すると、両者の差は相対誤差の形で表現して約16%もあることが確かめられている¹⁾。このため、日流出高推定値の相対誤差を20%以下にするようなモデル構成はきわめて難しいことが予想される。ここでは、長期流出については前者の流量を、ピーク比流量が $1\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 以上の洪水流出(23出水)については後者の流量を対象とする。

降水量資料には、流域内の6雨量観測点(A～F)の日降水量および洪水時の時間降水量を用いる。なお、日単位資料の日界は、午前9時から翌日9時までである。さらに、積雪量・融雪量の推定のためにダム地点で得られている日

最高最低気温を、蒸発量の推定のために彦根気象台の月平均気温および月平均全天日射量を利用する。

3.3.2 流域平均降水量の推定

(1) 欠測降水量の推定

当初の流域内雨量観測点は、図3.7に示すA点(ダム)・B点(蛭谷)・C点(神崎)の3ヵ所であったが、1980年8～10月にD点(君ヶ畑)・E点(御在所)・F点(石樽)の3地点が追加され、現在の流域内観測点は6ヵ所となっている。このためD・E・Fの3地点については、1974～1980年の記録は得られていない。さらに、これら3地点には融雪ヒーターが取り付けられていないため、1980年以降についても積雪期の12月～3月の降水量は欠測扱いとなる。そこで、まずこれら欠測期間における降水量の推定法を考えなければならないことになるが、ここでは、1981～1984年の4年間で6地点とも欠測でない日を対象に各地点の月雨量合計を比較した結果に基づいて提案された以下に述べる方法¹⁾を用いる。

① 無雪期では、B地点雨量 r_B とC地点雨量 r_C に大差はないので、どちらかが欠測のときは他方の値を代用する。

② r_B, r_C に対するダム地点雨量 r_A 、君ヶ畑雨量 r_D の比は、月別に大きな変化はないので、欠測時のこれらの雨量は次式で推定する。

$$r_A = 0.7 \times (r_B + r_C) / 2, \quad r_D = 1.1 \times (r_B + r_C) / 2 \cdots \cdots (3.4)$$

③ E地点雨量 r_E とF地点雨量 r_F は大差はなく、どちらかが欠測の場合は、他方の値を代用する。

④ E・Fの2地点とも欠測の場合は、これらの値を $r_A \sim r_D$ から推定する。すなわち、 $r_A \sim r_D$ に対する r_E または r_F の比は月ごとに変化しているので、 r_E, r_F を次式から推定する。

$$r_E = r_F = p r_i, \quad r_i = (r_A + r_B + r_C + r_D) / 4 \cdots \cdots (3.5)$$

上式で、 r_i はA～Dの4地点雨量の算術平均値である。 p は月ごとの欠測雨量推定のための係数であり、 $p = 1.6$ (12, 1～7月), $p = 1.3$ (8, 10, 11月), $p = 1.0$ (9月)とする。なお、C地点の1, 2月の値は、A・B両地点の値に比べてかなり小さく、不自然と判断されているので、この地点につい

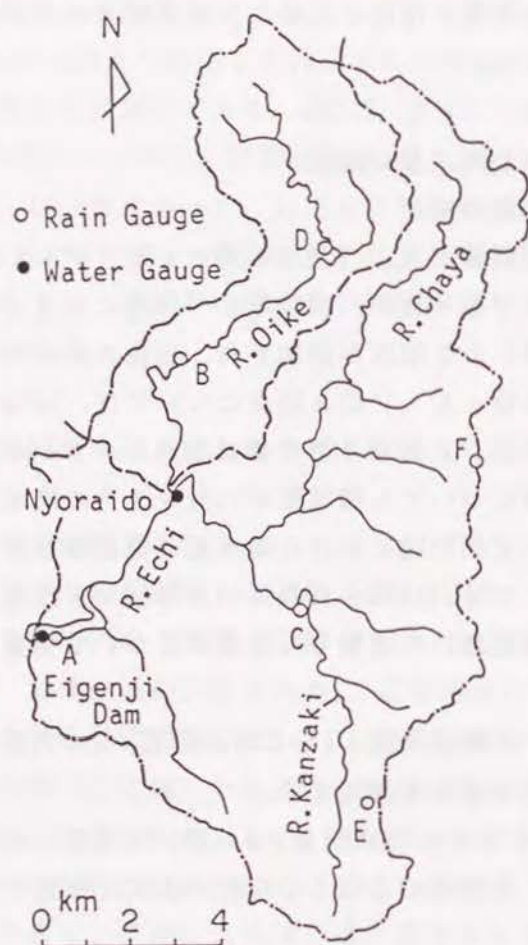


図3.7 永源寺ダム流域

表3.4 標高による地帯分割 (永源寺ダム流域)

| 地帯 | 標高(m) | | 面積比率 (%) | 観測点 (標高) |
|----|----------|-----|-------------|---------------------------|
| | 範囲 | 平均 | | |
| 1 | 280～480 | 380 | 13 | A (280), B (380), C (460) |
| 2 | 480～680 | 580 | 32 | D (520) |
| 3 | 680～880 | 780 | 37 | F (700) |
| 4 | 880～1240 | 980 | 18 | E (954) |

ても12～3月を欠測扱いとし、上述の方法で推定する。

以上の方法で全期間の降水量資料を補完した後、次に述べる方法で流域平均降水量を推定する。

(2) 流域平均降水量の推定

長短期流出両用モデルの永源寺ダム流域への適用にあたっては、これまで算術平均法、Thiessen法などいくつかの流域平均降水量の推定方法が比較検討されてきた¹⁾。この結果、流量の再現性が良く、かつ水収支の観点からも問題がない方法として次に述べる推定方法 (以下、A法と呼ぶ) が採用されている。これは、無雪期 (4～11月) の流域平均雨量を6地点の算術平均値とし、積雪期 (12～3月) の流域平均降水量は、流域を標高別に4地帯分割し、各地帯に含まれる雨量計の値から求まる地帯別降水量を地帯面積により加重平均したものである。しかしながら、この方法では、無雪期と積雪期で流域平均降水量の求め方が異なるため、その運用法がやや複雑である。そこでここでは、より簡便なものとして、以下に示す方法を新たに検討する。

① 表3.4のように、流域を標高別に4地帯分割する。

② 第1、第2地帯の降水量として、それらの地帯に含まれるA～Dの4地点の算術平均値を採用する。同様に、第3、第4地帯の降水量として、E・Fの2地点の算術平均値を採用する。

③ 各地帯別降水量を地帯面積により加重平均する。

流出モデルの適用においては、この方法 (以下、B法と呼ぶ) と先のA法を採用した場合をそれぞれ検討し、その適応性を吟味する。

(3) 積雪量・融雪量の推定

積雪量、融雪量の推定には、菅原の方法²⁾を日降水量を対象として適用する。すなわち、標高別に分割された各地帯*i*の日平均気温 t_i (°C)が0°C以下ならば日降水量 r_i を雪とし、 t_i が0°Cより高ければ雨として扱い、次式による推定融雪量 m_i を r_i に加えた値をモデルへの入力とする。ただし、地帯*i*の積雪量 h_i が m_i より少ない場合の融雪量は h_i となる。

$$m_i = \beta t_i + r_i t_i / 80 \dots\dots\dots (3.6)$$

ここに、 β : 融雪の定数、 $\beta = 6$ (mm/d/°C)、 r_i : 第*i*地帯の日降水量 (mm/d)、 t_i : 第*i*地帯の日平均気温 (°C)。なお、 t_i は、標高による気温低減率を0.6°C/100mとして、次式のダム地点日平均気温 t_0 を基準に各地帯ごとに求める。

$$t_g = (t_{\max} + t_{\min}) / 2 \quad \dots\dots\dots (3, 7)$$

ここに、 t_{\max} , t_{\min} : ダム地点の日最高および日最低気温(°C)。

3.3.3 蒸発散量の推定

永源寺ダム流域では、流域近傍に彦根気象台があって、同気象台で観測された気象資料を利用することができる。そこで、永源寺ダム流域では、日射量法の一つである次の Makkink 式⁶⁾を用いてまず計器蒸発量を推定する。

$$E_p = a \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} \frac{R_s}{L} \times 10 + b \quad \dots\dots\dots (3, 8)$$

ここに、 E_p : 推定蒸発量(mm/d)、 Δ : 飽和水蒸気圧曲線の勾配(mb/°C)、 γ : 乾湿計定数(mb/°C)、 R_s : 全天日射量(cal/cm²/d)、 L : 蒸発潜熱(cal/g)、 a , b : 地域ごとに異なる定数。

上式の γ / Δ (無次元) と L は、気温 t (°C) の関数であるが、次式によって近似するものとしている¹⁾。

$$\gamma / \Delta = 0.05 + 1.4 \exp(-0.0604 t) \quad \dots\dots\dots (3, 9)$$

$$L = 597 - 0.6 t \approx 590 \quad \dots\dots\dots (3, 10)$$

このようにすると、(3, 8)式は気温 t と全天日射量 R_s のみの関数となる。

なお、彦根気象台の1961～1965年の5年間の月平均気温、全天日射量、計器蒸発量に基づいて、係数 a , b として $a = 0.798$, $b = -0.35$ (相関係数0.97) が得られている¹⁾。また、この式の適用に際しては、気温として流域平均標高に対応する月平均気温(彦根気象台の月平均気温より推定)を採用し、月平均蒸発量を推定する。

次に、流域蒸発散量 E の推定法を述べる。流域平均降水量の推定に A 法を採用した検討では、各雨量計ごとに降雨日・無降雨日で異なる蒸発散係数 α を与え、さらに各雨量計の代表する面積比率でこれを加重平均した値を E_p に乗じて流域蒸発散量を推定している。係数 α には水収支の検討結果から、無降雨日について $\alpha = 1$ 、降雨日について $\alpha = 0.5$ が採用されている。一方、B 法を採用した今回の検討では、より単純に流域平均降水量から降雨日・無降雨日を判断して α を定め、これを E_p に乗じて流域蒸発散量を推定するものとした。

係数 α は、水収支がバランスするように試算し、無降雨日について $\alpha = 1$ 、降雨日について $\alpha = 0.6$ を採用することにした。

3.3.4 流出モデルの適用結果

新しい流域平均降水量の推定法として B 法を採用した場合について、長短期流出両用モデルの最適同定を行った。未知定数は次の手順で同定した。なお初期値には、すでに同定されている 図3.8(a) の Model A (流域平均降水量の推定に A 法を採用した場合) に近い値を用いた。

① a_1 , a_2 , Z_1 を初期値に固定しておき、ダム地点で観測された日流出高を対象として他の11個の定数を同定する。

② ①で求めた定数を初期値とし、如来堂地点で観測された洪水時の時間流量を対象として上層部の4定数 a_1 , a_2 , b_1 , Z_1 を同定する。この際、他の10定数は①の結果に固定しておく。

同定計算には、6地点の雨量計が整備された後の1981～1982年の2年間の資料を用いた。次いで、1974年10月～1985年8月の約11年を対象に検証計算を行った。検証計算時の初期水深は未知であるから、同定期間の初期水深、すなわち1981年1月1日の水深で代用した。

このようにして得られた最適モデル定数を図3.8(b)に示し、これを Model B とする。以下では、おもに Model B の検証計算の結果を概観する。

長期流出量の再現誤差を表3.5に示す。同表には Model A による結果も併示してある。日流出高の相対誤差は、1975～1985年の約11年間の平均で30.1%とやや大きい。水収支的にはほぼ妥当な結果が得られている。長期流出量の再現例として、同定期間の1981年とはほぼ最終検証年の1984年の日流出高ハイドログラフを図3.9, 3.10に示す。秋期・冬期の再現性にやや問題があるが、全般的には良好である。

図3.11, 3.12に大出水時の再現結果を例示する。これらの出水について、観測流量100m³/s以上で評価した相対誤差は、それぞれ22.5%, 69.3%であった。多くの出水は図3.11のように良好な再現性が得られているが、図3.12のようにピーク付近の再現性に問題のある出水もいくつか見られた。この流域での雨の降り方は必ずしも単純ではないことから、これらの出水では、流域平均降水量の推定誤差が大きく影響しているものと判断された。

Model A と Model B を比較すると、両者のモデル定数はかなり類似してい

表3.5 長期流出量の相対誤差評価（永源寺ダム流域）

| | Model A | | | Model B | | |
|------|------------|----------|-----------------|------------|----------|-----------------|
| | ΣR | J_{RE} | ε_Q | ΣR | J_{RE} | ε_Q |
| 1975 | 3011 | 23.8 | -6.9 | 3034 | 23.7 | -7.2 |
| 1976 | 2964 | 29.5 | +9.4 | 2982 | 28.7 | +5.3 |
| 1977 | 2381 | 27.2 | -2.7 | 2326 | 26.8 | -4.9 |
| 1978 | 1722 | 37.1 | +5.6 | 1717 | 37.6 | +2.7 |
| 1979 | 2552 | 29.3 | -2.9 | 2583 | 28.4 | -0.3 |
| 1980 | 2954 | 36.8 | +7.7 | 2969 | 32.4 | +7.0 |
| 1981 | 2390 | 29.1 | +1.5 | 2364 | 26.3 | -0.5 |
| 1982 | 2821 | 33.7 | -3.3 | 2874 | 34.9 | -1.3 |
| 1983 | 2569 | 27.9 | +1.4 | 2581 | 29.6 | +2.9 |
| 1984 | 2239 | 32.0 | -7.0 | 2419 | 37.5 | +4.4 |
| 1985 | 2233 | 24.7 | -4.2 | 2237 | 22.1 | -4.4 |
| | 27836 | 30.1 | -0.2 | 28085 | 30.1 | +0.1 |

注) ΣR : 年間降水量(mm), J_{RE} : 日流出高相対誤差(%),
 ε_Q : 水収支誤差(%), $\varepsilon_Q = (\Sigma Q_C - \Sigma Q_O) / \Sigma Q_O \times 100$

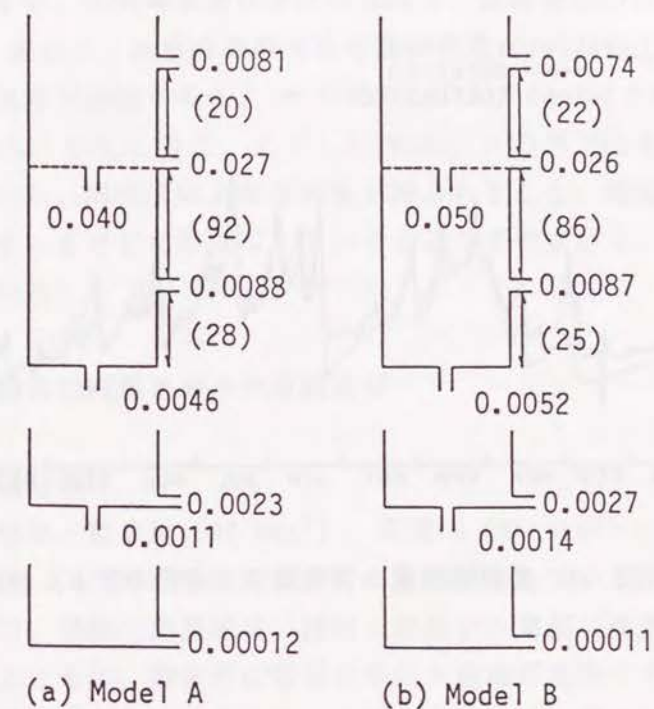


図3.8 最適モデル定数（永源寺ダム, mm-h単位）

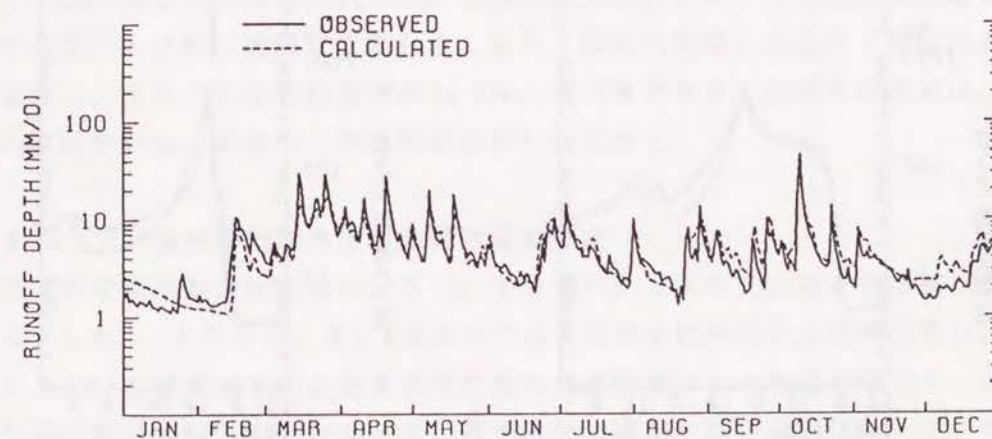


図3.9 長期流出量の再現結果（永源寺ダム, 1981年）

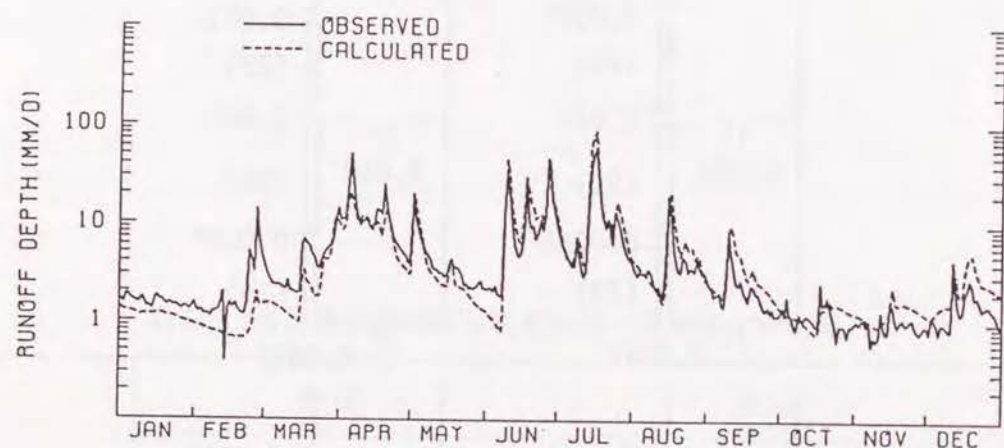


図3.10 長期流出量の再現結果（永源寺ダム，1984年）

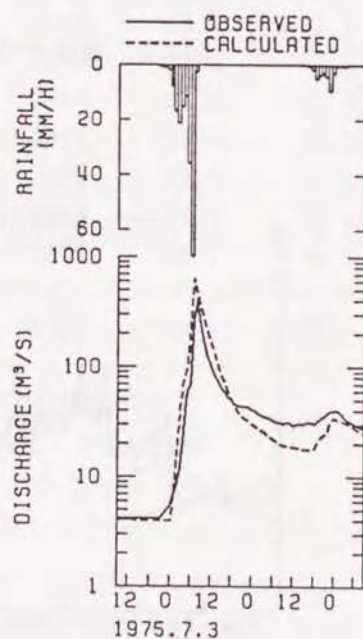
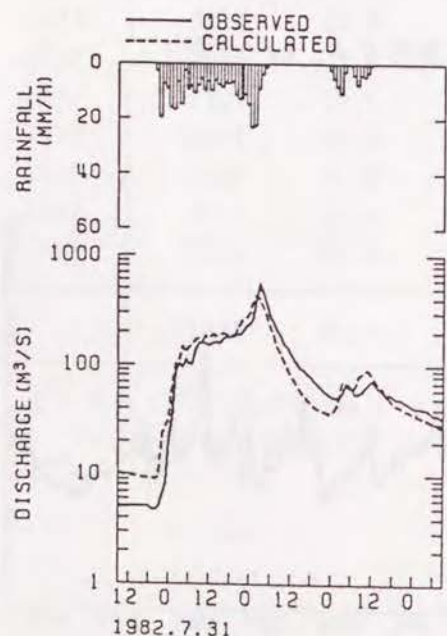


図3.11 大出水時の再現結果（永源寺ダム） 図3.12 大出水時の再現結果（同左）

る。表3.5によると、年間降水量はほぼ同程度で、長期流出の再現性にはほとんど差はない。さらに、洪水時の再現性を観測流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価した23出水の平均相対誤差で比較すると、それぞれ26.3%、24.9%となり Model Bのほうが若干良い。Model Bは、必ずしも Model Aの再現性を大きく改善できるとはいえないが、同程度以上の再現性が得られること、流域平均降水量の推定法が簡便ですっきりした形になっていることなどの点から、実用上の価値は大きいと思われる。

3.4 長短期流出両用モデルの並列適用

3.4.1 流域分割

永源寺ダム流域は、御池川（ 32.0km^2 ）、茶屋川（ 38.6km^2 ）、神崎川（ 30.5km^2 ）の3支流域および残流域（ 30.5km^2 ）から構成されている（図3.7）。これらの内、茶屋川、神崎川両流域は、鈴鹿山脈沿いの東部に良透水性の風化花崗岩地帯を含むとともに、御在所山周辺の多雨多雪地帯を含んでおり、御池川流域とは地質特性、降雨特性ともかなり差があるものと思われる。そこでここでは、水文地質的に大きな差のあるこれら支流の流出特性をうまく表現するため、それぞれに長短期流出両用モデルを適用する並列適用法を検討する。

並列適用に際しては、図3.7に示した破線を境界として、御池川流域と茶屋川・神崎川流域に流域を分割した。この分割方法によると、風化花崗岩地帯は全て茶屋川・神崎川流域に含まれる。また、御池川流域と茶屋川・神崎川流域の面積は、それぞれ全流域面積の24.3%、75.7%であり、流域平均標高は、御池川流域が685m、茶屋川・神崎川流域が710mである。

3.4.2 流域平均降水量と蒸発散量の推定

流域平均降水量の推定には、3.3.2で述べたB法を支流ごとに適用することにした。すなわち、表3.6のように各支流を標高別に4地帯分割し、すでに3.3.2で求めている地帯別降水量を地帯面積により加重平均して、流域平均降水量を求める。したがって、各支流の標高分布の違いによって、降水量の差が表現できることになる。また蒸発散量の推定には、3.3.3で述べた方法を支流ごとに適用する。すなわち、各支流の流域平均標高に対応する月平均気温を採用して、それぞれの月平均蒸発量を推定する。

3.4.3 並列モデルの適用結果

並列適用に際しては、支流域ごとに長短期流出両用モデルをあてはめて流出計算を行い、各支流域の計算流量を合計して下流端流量を推定する。このような並列適用のねらいは、モデル構造に降水量および地質の地域分布を反映させることであり、またそれが再現性、とくに洪水時の再現性の向上に有効か否かを吟味することである。そこで、洪水流出に関連の深い第1段タンク上層の定数 a_1, a_2, b_1, Z_1 は、支流域ごとに異なるものとし、他の定数には、すでに同定している単一モデル、すなわち図3.8(b)の最適モデル定数 (Model B) をそのまま採用することにした。このとき、同定すべき未知定数は、各支流域に4個ずつの合計8個となる。

なお、これらの同定に際しては、2.4で述べた制約条件の他に、各支流域の地質特性をモデル定数に反映させるため、茶屋川・神崎川流域のモデル定数 b_1, Z_1 が御池川流域のそれより大きくなるような制約条件を新たに設けた。これは、茶屋川・神崎川流域が風化花崗岩地帯を含み、御池川流域に比べて浸入能が大きく、表面流出が発生しにくいと考えられるためである。

同定期間は、単一モデルと同じく6地点の雨量計が整備された後の1981～1982年の2年間とする。Model Bの定数を初期値とし、如来堂地点で観測された洪水時の時間流量を対象として上述の8定数を同定した。このようにして得られた並列モデルの最適定数を図3.13に示す。御池川流域の b_1 は、茶屋川・神崎川流域のそれより1オーダー小さく、透水性がかなり小さいモデルとなっている。

次いで、1974年10月～1984年8月の約11年間を対象に検証計算を行った。検証計算時の初期水深の扱いは、単一モデルと同様とした。長期流出量の再現誤差を表3.7に示す。日流出高の相対誤差は、1975～1985年の約11年間の平均で29.1%となり、単一モデル (Model B) よりも1%程度再現性が向上している。表3.7には、各支流域の流域平均降水量を併記してある。これによると、茶屋川・神崎川流域の降水量の方が御池川流域よりも若干大きく見積られている。また、観測流量100m³/s以上で評価した23出水の平均相対誤差は、24.5%であり、洪水時の再現性もわずかながら改善されている。図3.14, 3.15に大出水時の再現結果を例示する。これらの出水について、観測流量100m³/s以上で評価した相対誤差は、それぞれ21.0%, 63.1%であった。図3.15の出水は、ピーク

表3.6 標高による地帯分割 (並列モデル)

| 地帯 | 標高(m) | | 面積比率 (%) | |
|----|----------|-----|----------|---------|
| | 範囲 | 平均 | 御池川 | 茶屋川・神崎川 |
| 1 | 280～480 | 380 | 13 | 14 |
| 2 | 480～680 | 580 | 36 | 30 |
| 3 | 680～880 | 780 | 39 | 37 |
| 4 | 880～1240 | 980 | 12 | 19 |

表3.7 長期流出量の相対誤差評価 (並列モデル)

| | $\Sigma R'$ | $\Sigma R''$ | J_{RE} | ε_q |
|------|-------------|--------------|----------|-----------------|
| 1975 | 2993 | 3045 | 23.4 | -6.7 |
| 1976 | 2946 | 2991 | 26.9 | +5.3 |
| 1977 | 2294 | 2333 | 25.0 | -5.2 |
| 1978 | 1691 | 1723 | 36.9 | +2.2 |
| 1979 | 2548 | 2592 | 27.6 | -0.4 |
| 1980 | 2931 | 2979 | 30.3 | +7.1 |
| 1981 | 2338 | 2371 | 25.6 | -0.8 |
| 1982 | 2841 | 2882 | 33.1 | -1.4 |
| 1983 | 2551 | 2589 | 29.6 | +2.9 |
| 1984 | 2360 | 2434 | 36.3 | +4.1 |
| 1985 | 2211 | 2243 | 23.3 | -4.3 |
| | 27703 | 28180 | 29.1 | +0.1 |

注) $\Sigma R'$: 御池川流域の年間降水量(mm)
 $\Sigma R''$: 茶屋川・神崎川流域の年間降水量(mm)
 J_{RE} : 日流出高相対誤差(%)
 ε_q : 水収支誤差(%), $\varepsilon_q = (\Sigma Q_c - \Sigma Q_o) / \Sigma Q_o \times 100$

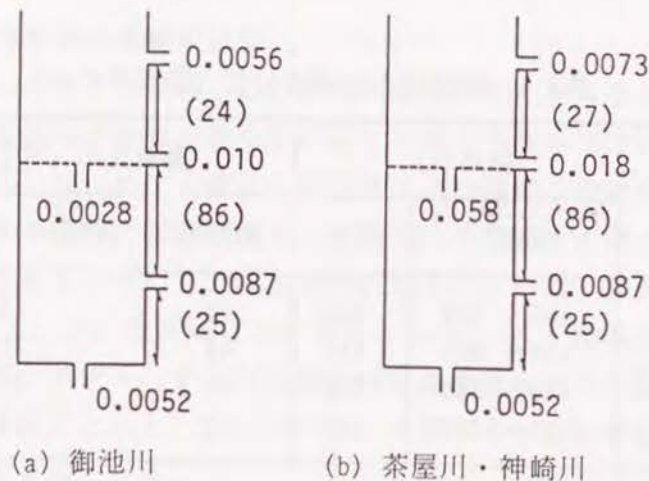


図3.13 最適モデル定数（並列モデル，mm-h単位）

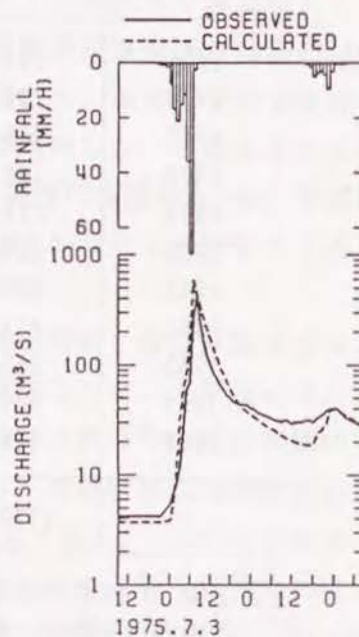
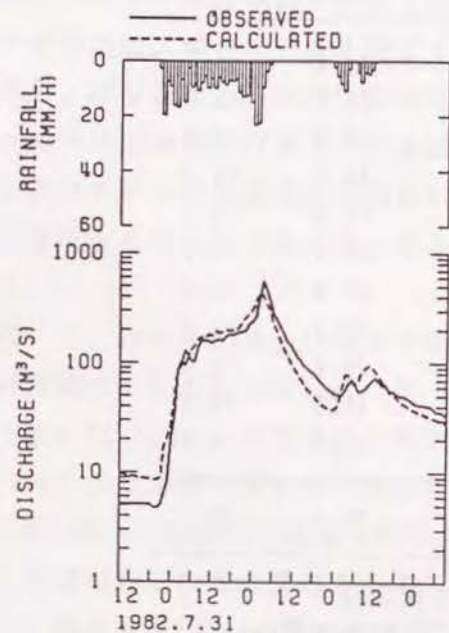


図3.14 大出水時の再現結果（並列モデル） 図3.15 大出水時の再現結果（同左）

付近の再現性に改善の余地があり、並列モデルも単一モデルと同様の問題点を持っていることがうかがえる。

このように、長短期流出両用モデルの並列適用によって、わずかながら再現性の向上がみられたものの、その効果はいまのところ明確とはいえない。その原因の一つは、支流域ごとの流域平均降水量が十分に把握できていないことであろう。とくに御池川流域は、標高の高い第3、第4地帯に雨量観測点がなく、茶屋川・神崎川流域との降雨特性の違いが明らかにされていない。これは、並列モデルの再現性を向上させるために解決すべき課題の一つである。なお、数年前から御池川、茶屋川、神崎川の各支流域において流量観測が実施されており、その観測結果に基づいて、今後さらに検討を加えていく予定である。

3. 5 結 語

本章では、奈良県紀ノ川上流、吉野川最上流に位置する大迫ダム流域と滋賀県愛知川上流に位置する永源寺ダム流域を対象として、長短期流出両用モデルを同定適用し、その適応性を吟味した。また、永源寺ダム流域に対しては、支流域の降雨特性、地質特性を考慮した長短期流出両用モデルの並列適用法についても検討を行った。得られた結果は、次のように要約される。

1) 大迫ダム・永源寺ダム流域を対象として、流域平均降水量、積雪量・融雪量、蒸発散量をそれぞれ推定した後、2年間の資料を用いてモデル定数を同定した。次いで、大迫ダム流域では12年間、永源寺ダム流域では約11年間の資料を用いて検証計算を行い、その再現性を調べた。

2) 大迫ダム流域では、日流出高の相対誤差は17%、34出水時の平均相対誤差は23%といずれも良好な再現性が得られた。永源寺ダム流域では、日流出高の相対誤差は30%、23出水時の平均相対誤差は25%となり、長期流出量の再現性が大迫ダム流域のそれに比べてやや劣っている。

3) 両流域ともに、多くの出水では良好な再現結果が得られたが、なかには著しく再現性の悪いものもみられた。これらの出水では、とくに流域平均降水量の推定誤差の影響が大きいものと思われた。

4) 永源寺ダム流域では、各支流域の降雨特性、地質特性の差異を考慮した並列モデルが検討された。並列モデルの再現性は、単一モデルよりもわずかながら改善されているが、その効果はいまのところ明確とはいえない。

参 考 文 献

- 1) 角屋 睦・永井明博：長短期流出両用モデルの永源寺ダム流域への適用と考察，農業土木学会論文集，第137号，1988，pp.71-78.
- 2) 菅原正巳：流出解析法，共立出版，1972，pp.161-167.
- 3) Hamon, W.R. : Estimating Potential Evapotranspiration, J. Hydraul. Div., Proc. ASCE, Vol.87, No. HY3, 1961, pp.107-120.
- 4) 永井明博・角屋 睦・中嶋章雅・鈴木克英：長期流出タンクモデルの実用的同定法とその考察，京都大学防災研究所年報，第23号B-2，1980，pp.249-261.
- 5) 永井明博・角屋 睦：長短期両用貯留型流出モデルとその最適同定，京都大学防災研究所年報，第26号B-2，1983，pp.261-272.
- 6) Brutsaert, W.H. : Evaporation into the Atmosphere, D. Reidel Pub. Company, 1982, pp.222-223.

第 4 章 長短期流出両用モデル による実時間洪水予測

4. 1 概 説

これまで、治水や利水のために多くのダムが建設されてきた。小規模のダムでは、ゲート操作を行わないものもあるが、洪水吐ゲートを有するダムでは、洪水時にゲートを適切かつ安全に操作して、放流が下流に悪影響を与えないようにしなければならない。さらに、放流に際しては、事前に関係機関への通報および下流への警報を実施する必要がある。これら一連のダム管理を行うためには、気象・水象状況の把握に努めるとともに、貯水池へ流入する洪水流量を的確に予測することが不可欠である。こうした水工施設の実時間管理のための流量予測では、水文情報を時々刻々観測しながら、その観測情報に基づいて予測を逐次更新していくことが重要である。このような予測は、実時間予測あるいはオンライン予測と呼ばれている。

現在、実時間洪水予測法は、適応制御理論の一つであるカルマンフィルター理論を適用した手法が主流であり、日野¹⁾がこの理論を洪水予測に初めて導入して以来、国内外で活発に研究が進められてきている。わが国に限っても、高棹ら²⁻⁷⁾の一連の研究など、カルマンフィルターを導入した洪水予測法に関する研究は、数多く報告されており、最近では実務にも適用されている⁸⁾。

本章では、長短期流出両用モデルによる実時間洪水予測について検討する。前章では、大迫ダム流域および永源寺ダム流域を対象として長短期流出両用モデルが同定適用され、その適応性が検証されている。そこで、これらダム流域で同定検証済みのモデルを基礎として、フィルタリング手法を併用した実時間洪水予測システムを構成する。

以下では、カルマンフィルター理論に基づく状態修正法による流出予測の考え方、および長短期流出両用モデルに状態修正法を導入した洪水予測システムの構成について説明する。次いで、この予測システムを大迫ダム流域および永源寺ダム流域へ適用して、3時間先までの洪水流量予測を行い、その予測精度を検討した結果を示す。さらに、この予測システムを応用して、不確定な入力である流域平均降水量の逆推定を試みた結果も示す。

4. 2 状態修正法による流出予測の考え方

一般に流出モデルを介した流量予測では、モデル構造が極度に単純化されていること、モデルパラメータの同定精度が十分でないことなどによるモデル誤差と、降水量、蒸発散量、あるいは流量などの観測誤差に起因する様々の誤差の介入が避けられない。そこで、それらの誤差を補償して予測流量を観測流量に近づけるよう、カルマンフィルター理論に基づくフィルタリング・予測システムを構成する。

カルマンフィルター理論の適用に際しては、流出モデルの作動状態を表現する物理量を状態変数として、それを時々刻々推定修正していく状態修正法と、モデルパラメーターを状態変数と読み替えてモデルパラメーターを逐次修正していくパラメーター修正法が考えられる。ここでは、モデル構造、モデルパラメーターとも、すでに信頼しうるものが得られていることを考え、状態修正法を採用する。また、洪水を対象とするシステムを考え、蒸発散は考慮しないこととする。

さて、これまでに提案されている物理的流出モデルのほとんどは、次のような状態方程式(4.1)と出力方程式(4.2)で記述される。

$$\dot{x} = dx/dt = f(x, r) \quad (4.1)$$

$$y = h(x) \quad (4.2)$$

ここに、 x ：状態変数ベクトル、 t ：時間、 r ：降雨強度、 y ：流量、 $f(\cdot)$ 、 $h(\cdot)$ ：関数、ただし必ずしも線形ではない。

このようなモデルに、線形システムに対応するカルマンフィルター理論⁹⁾を適用するため、(4.1)、(4.2)式を局所的に線形化し、(4.1)式を $(t, t + \Delta t)$ 、すなわち、時点 $(k, k + 1)$ に対して積分して離散化する。さらに、(4.1)式にシステム雑音を、(4.2)式に観測雑音を付加すると、次のような線形離散化された状態方程式(4.3)式および観測方程式(4.4)式が得られる。

$$x(k+1) = \phi(k)x(k) + b(k) + w(k) \quad (4.3)$$

$$y(k) = H(k)x(k) + c(k) + v(k) \quad (4.4)$$

ここに、 x ： n 次元状態変数ベクトル、 ϕ ：状態遷移行列 $(n \times n)$ 、 b ： n 次

元列ベクトル、 w ： n 次元システム雑音ベクトル、 y ： m 次元観測量ベクトル、 H ：係数行列 $(m \times n)$ 、 c ： m 次元列ベクトル、 v ： m 次元観測雑音ベクトル。

カルマンフィルター理論によると、時点 k までの情報が得られているときの時点 $(k + 1)$ における状態変数推定値 $\hat{x}(k + 1 | k)$ および推定誤差共分散行列 $P(k + 1 | k)$ は次式で求められる(予測)。

$$\hat{x}(k + 1 | k) = \phi(k)\hat{x}(k | k) + b(k) \quad (4.5)$$

$$P(k + 1 | k) = \phi(k)P(k | k)\phi^T(k) + U(k) \quad (4.6)$$

ここに、 P ：状態変数の推定誤差共分散行列 $(n \times n)$ 、 U ：システム雑音共分散行列 $(n \times n)$ 、 T ：転置記号。

さらに、出力値の予測は次式で与えられる。

$$\hat{y}(k + 1 | k) = H(k + 1)\hat{x}(k + 1 | k) + c(k + 1) \quad (4.7)$$

次いで、時点 $(k + 1)$ に新しい観測値 $y(k + 1)$ が入手された場合の時刻 $(k + 1)$ における状態変数の更新推定値 $\hat{x}(k + 1 | k + 1)$ および推定誤差共分散行列 $P(k + 1 | k + 1)$ は次式で求められる(フィルタリング)。

$$\begin{aligned} \hat{x}(k + 1 | k + 1) &= \hat{x}(k + 1 | k) \\ &+ G(k + 1)[y(k + 1) - \hat{y}(k + 1 | k)] \quad (4.8) \end{aligned}$$

$$P(k + 1 | k + 1) = [I - G(k + 1)H(k + 1)]P(k + 1 | k) \quad (4.9)$$

$$\begin{aligned} G(k + 1) &= P(k + 1 | k)H^T(k + 1) \\ &[H(k + 1)P(k + 1 | k)H^T(k + 1) + R(k + 1)]^{-1} \quad (4.10) \end{aligned}$$

ここに、 G ：カルマンゲイン行列 $(n \times m)$ 、 I ：単位行列 $(n \times n)$ 、 R ：観測誤差共分散行列 $(m \times m)$ 。なお上式の表現は、非線形関数 $f(\cdot)$ 、 $h(\cdot)$ を x の最新値の周囲で局所的に線形化、離散化することによって得られる。すなわち、 $\phi(k)$ 、 $b(k)$ は、 $\hat{x}(k | k)$ について推定され、 $H(k + 1)$ 、 $c(k + 1)$ は、 $\hat{x}(k + 1 | k)$ について推定される。

なお(4.5)、(4.7)式は必ずしも線形化せず、基礎方程式を直接積分して得られる式を採用することもできる(拡張カルマンフィルター)。

4. 3 洪水予測システムⅠ —最上層水深修正法—

長短期流出両用モデルは3段4層のタンクを持つが、洪水流出量はほとんど最上段上層水深 S_1 によって左右されるとみてよい。そこでこの S_1 のみを状態変数とする洪水予測システムを考える。このときの基礎式は次式である。

$$dx/dt = r - f - a_1 \{I[x - Z_1]\}^m - a_2 x, \quad m = 5/3 \quad \dots\dots\dots (4, 11)$$

$$y = a_1 \{I[x - Z_1]\}^m + a_2 x + (Q_3 + Q_4 + Q_5) \quad \dots\dots\dots (4, 12)$$

ここに、 x : 状態変数で $x = S_1$ 、 y : 流量、 $Q_3 \sim Q_5$: 下層タンクからの流出量、 r : 降雨強度、 f : 浸入強度。ただし、フィルタリングを行うのは、 $b_1(Z_2 + Z_3 - S_2) < x/\Delta t + r$ のときのみとする。また関数 $I[x]$ は次の意味を持つ。

$$I[x] = x \quad (x > 0), \quad I[x] = 0 \quad (x \leq 0) \quad \dots\dots\dots (4, 13)$$

さて、カルマンフィルターを適用するため、基礎式を以下のように線形化・離散化する。なお(4, 11), (4, 12)式の右辺は、 $x = Z_1$ において連続であり微分可能である。まず(4, 11)式については、右辺を $f(x)$ とおき $\hat{x}(k|k)$ のまわりに線形化すると、

$$f(x) = f(\hat{x}(k|k)) + F(k)(x - \hat{x}(k|k)) \quad \dots\dots\dots (4, 14)$$

$$F(k) = \partial f / \partial x |_{\hat{x}=\hat{x}(k|k)}$$

上式は、

$$dx/dt = f(x) = ax + b \quad \dots\dots\dots (4, 15)$$

$$a = F(k), \quad b = f(\hat{x}(k|k)) - F(k)\hat{x}(k|k)$$

の形になっているから、単位時間を Δt とするときの離散化形式は次式である。

$$x(k+1) = \phi(k)x(k) + \Gamma(k)b \quad \dots\dots\dots (4, 16)$$

$$\phi(k) = \exp(a\Delta t), \quad \Gamma(k) = (\phi(k) - 1)/a$$

また(4, 12)式は、右辺を $h(x)$ とおき、 $\hat{x}(k+1|k)$ のまわりで線形化すると次式である。

$$y = h(x) = h(\hat{x}(k+1|k)) + H(k+1)(x - \hat{x}(k+1|k))$$

$$H(k+1) = \partial h / \partial x |_{\hat{x}=\hat{x}(k+1|k)} \quad \dots\dots\dots (4, 17)$$

(4, 16), (4, 17)式に誤差項を付加すると、(4, 3), (4, 4)式の形式になるから、時々刻々状態変数の修正が行えることになる。ただし具体的には、(4, 5)式において基礎方程式を直接積分するとともに、(4, 7)式においても非線形の基礎方程式をそのまま用いる拡張カルマンフィルター⁹⁾を採用する。

カルマンフィルターの実用において問題になるものの一つにシステム雑音、観測雑音の分散の設定法がある。これは試行錯誤的に設定せざるを得ないが、ここでは次のような値を採用する。

$$\left. \begin{aligned} U(k) &= \{\lambda \hat{x}(k|k)\}^2 \\ R(k) &= \{\mu y(k)\}^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4, 18)$$

ここに、 $\hat{x}(k|k)$: 時点 k の状態変数推定値、 $y(k)$: 時点 k の観測流量。
 λ, μ : 係数で一定値を設定することとする。

4. 4 洪水予測システムⅡ —全タンク水深修正法—

長短期流出両用モデルの各タンクの貯留水深 S_1, S_2, S_3, S_4 を状態変数として x_1, x_2, x_3, x_4 と表し、これらを時々刻々修正する方法を考える。この場合の連続方程式および運動方程式は次式のように書くことができる。

$$\begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \dot{x}_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1(x_1, x_2, x_3, x_4, r) \\ f_2(x_1, x_2, x_3, x_4, r) \\ f_3(x_1, x_2, x_3, x_4, r) \\ f_4(x_1, x_2, x_3, x_4, r) \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (4, 19)$$

$$y = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = h(x_1, x_2, x_3, x_4) \quad \dots\dots\dots (4, 20)$$

ここで、上式を(2, 1)~(2, 10)式と対比し、さらに(2, 16), (2, 17)式を考慮すると、関数 $f_1, f_2, f_3, f_4, h(\cdot)$ は、それぞれ次のように示される。

$$b_1(Z_2 + Z_3 - x_2) \leq x_1/\Delta t + r \quad \text{のとき}$$

$$f_1 = r - b_1(Z_2 + Z_3 - x_2) - a_1\{I[x_1 - Z_1]\}^m - a_2x_1, \quad m = 5/3 \quad (4, 21)$$

$$f_2 = b_1(Z_2 + Z_3 - x_2) - a_3I[x_2 - Z_3] - b_2x_2 \quad (4, 22)$$

$b_1(Z_2 + Z_3 - x_2) > x_1/\Delta t + r$ のとき

$$f_1 = -x_1/\Delta t \quad (4, 21')$$

$$f_2 = x_1/\Delta t + r - a_3I[x_2 - Z_3] - b_2x_2 \quad (4, 22')$$

$$f_3 = b_2x_2 - a_4x_3 - b_3x_3 \quad (4, 23)$$

$$f_4 = b_3x_3 - a_5x_4 \quad (4, 24)$$

$$h(\cdot) = a_1\{I[x_1 - Z_1]\}^m + a_2x_1 + a_3I[x_2 - Z_3] + a_4x_3 + a_5x_4 \quad (4, 25)$$

上述の式によると関数 $I[x]$ を含み、浸入能、降雨強度および貯留水深に応じて関数形が不連続に変化する f_1, f_2 、および関数 $I[x]$ を含む $h(\cdot)$ が強い非線形性を示す構造になっている。

一般に、非線形関数を局所的に線形化するには、Taylor 展開の 1 次項までとる方法がよく用いられるが、ここで問題となる非線形関数 $f_1, f_2, h(\cdot)$ の場合、導関数が求められないという難点がある。そこで本研究では、統計的線形化手法¹⁰⁾を用いることとした。

この方法は、関数の微分を考えないので Taylor 展開できない関数にも適用できるという特徴があり、すでに Kitanidis and Bras^{11, 12)} や高棹・椎葉・宝^{4, 5)} らが流出予測に適用し、その有用性を確かめている。この方法は次のようなものである。

いま n 次元のベクトル x とそのスカラー値関数 $f(x)$ が与えられるとする。 x は平均値 \bar{x} 、正則な分散行列 P を持ち、正規分布に従うとすると、スカラー b および n 次元ベクトル H を (4, 26) 式が最小になるように定めて、 $f(x)$ を (4, 27) 式で近似する。

$$E\{|f(x) - [b + H(x - \bar{x})]|^2\} \rightarrow \min \quad (4, 26)$$

$$f(x) \simeq b + H(x - \bar{x}) \quad (4, 27)$$

(4, 26) 式を最小にする b, H は、次式によって定められる。

$$b = E\{f(x)\}, \quad PH^T = E\{(x - \bar{x})f(x)\} \quad (4, 28)$$

その際、問題は $E\{f(x)\}, E\{(x - \bar{x})f(x)\}$ の計算である。これらを解析的に求めることは困難であるから、ここでは、高棹・椎葉・富澤⁷⁾ が統計的 2 次近似理論の適用に際して採用している Hermite-Gauss 積分公式 および UD 分解を用いる方法によって計算することにした。

長短期流出両用モデルでは、線形化すべき関数 $f_1, f_2, h(\cdot)$ のうち、非線形性を示す部分が、状態変数 x_1, x_2 のみの関数となっていることを考慮して、 x_1, x_2 の周辺分布のみを対象にそれぞれ統計的線形化を適用すると、(4, 19), (4, 20) 式は、結局次のように変換することができる。

$$dx/dt = Ax + d \quad (4, 29)$$

$$y = Hx + c \quad (4, 30)$$

ここに、 x : 状態変数ベクトル、 y : 流量 (スカラー)、 A, d, H, c : 統計的線形化によって求められる係数行列および係数ベクトル。

さらに、(4, 29) 式を指数行列の級数展開を用いて離散化すると次式が得られる¹³⁾。

$$x(k+1) = \phi(k)x(k) + \Gamma(k)d(k) \quad (4, 31)$$

$$\begin{aligned} \phi(k) &= \exp(A\Delta t) \quad (4, 32) \\ &= I + A\Delta t + (A\Delta t)^2/2 + (A\Delta t)^3/6 + (A\Delta t)^4/24 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Gamma(k) &= [\exp(A\Delta t) - I]A^{-1} \quad (4, 33) \\ &= \Delta t[I + A\Delta t/2 + (A\Delta t)^2/6 + (A\Delta t)^3/24] \end{aligned}$$

ここに、 k : 時点、 I : 単位行列、 Δt : 計算単位時間。

結局、(4, 30), (4, 31) 式に誤差項を付加すると (4, 3), (4, 4) 式と同一の形式が得られ、すでに述べたフィルタリング・予測のアルゴリズムが適用できることになる。

フィルタリング・予測の実施に際しては、システム雑音、観測雑音の共分散行列 U, R および状態変数の推定誤差共分散行列の初期値 $P(0|0)$ を決定する必要がある。 U, R の決定については、いくつかの考え方¹⁴⁾があるが、ここでは以下に示すような方法を用いる。

長短期流出両用モデルを対象とする場合を考えると、 $U(k)$ は 4×4 行列、 $R(k)$ はスカラーとなり、その要素を次のように定める。

$$U(k) = \begin{bmatrix} \sigma_{w1}^2 & & & 0 \\ & \sigma_{w2}^2 & & \\ & & \sigma_{w3}^2 & \\ 0 & & & \sigma_{w4}^2 \end{bmatrix}, \quad R(k) = \sigma_v(k)^2 \dots\dots\dots (4,34)$$

洪水流出の場合、流量が大きく変動し、それに応じてとくに状態変数 x_1 、すなわち第1段タンク上層の貯留水深 S_1 も大きく変動することから、それらの誤差の非定常性を仮定して、 σ_{w1} 、 σ_v を次のように与える。

$$\sigma_{w1}(k)^2 = \begin{cases} (\lambda \hat{x}_1(k|k))^2, & (\lambda \hat{x}_1(k|k))^2 \geq V_{w1}^{min} \\ V_{w1}^{min}, & (\lambda \hat{x}_1(k|k))^2 < V_{w1}^{min} \end{cases} \dots\dots\dots (4,35)$$

$$\sigma_v(k)^2 = \begin{cases} (\mu y(k))^2, & (\mu y(k))^2 \geq V_v^{min} \\ V_v^{min}, & (\mu y(k))^2 < V_v^{min} \end{cases} \dots\dots\dots (4,36)$$

ここに、 V_{w1}^{min} : σ_{w1}^2 の下限値、 V_v^{min} : σ_v^2 の下限値、 λ 、 μ : 係数、 $\hat{x}_1(k|k)$: 時点 k の状態変数 x_1 の推定値、 $y(k)$: 時点 k の観測流量。ここでは、 V_{w1}^{min} 、 V_v^{min} 、 λ 、 μ のそれぞれに一定値を設定することとする。

4.5 ダム流域における洪水流量の実時間予測

4.5.1 降雨時系列の予測法

先に述べた洪水予測システムを適用するためには、降雨時系列の予測が必要となるが、雨量の短時間予測は極めて難しく、いまなお的確な手法は確立されていない。これまで提案されている降雨予測法には、統計的手法やレーダー雨量計法などがある。レーダー雨量計法は、雨域の移動を面的に捉えることができるという利点があるが、観測誤差が地上雨量計に比べてかなり大きいという欠点もあり、定量的な予測としては、まだ検討すべき問題点が残されている。このため、現場における実際の洪水予測においては、前3時間移動平均法などの単純な外挿法がよく利用されている。

ここでは、洪水時におけるダムのゲート操作や下流への洪水予報など実際問題への便宜を考えて、3時間先までの流量予測を試みる。その際、適用する降雨予測法（外挿法）としては、次の a) ~ c) の3種の予測法を採用する。さ

らに、降雨予測が流量予測精度に与える影響を調べるため、将来の雨量系列を既知とした d) 法も併せて検討する。

- a) 現時点の降雨強度が継続するとした外挿法
- b) 過去3時間の平均降雨強度が継続するとした外挿法
- c) カルマンフィルターによる降雨時系列予測法
- d) 完全予測、すなわち将来の雨量系列を既知とした場合

上述の c) は、(4.37) 式のような AR 式の AR 係数 $a_1 \sim a_4$ を状態変数 x と読み替え、カルマンフィルターで時々刻々同定しながら予測計算を行うものである。

$$\hat{r}_{k+j} = a_1 r_k + a_2 r_{k-1} + a_3 r_{k-2} + a_4 r_{k-3} \dots\dots\dots (4,37)$$

ここに、 r_k : 時点 $(k-1) \sim k$ の1時間雨量、 \hat{r}_{k+j} : 時点 $(k+j-1) \sim (k+j)$ の1時間雨量予測値、 $a_1 \sim a_4$: AR 係数、 k : 現時点番号、 j : 予測時間 ($j=1, 2, 3$)。上式の AR 係数は、 $j=1, 2, 3$ のそれぞれについて独立に同定・予測計算を行うものとする。

この予測法と比べると、a) は $a_1=1$ 、 $a_2=a_3=a_4=0$ の特別な場合、b) は $a_1=a_2=a_3=1/3$ 、 $a_4=0$ の特別な場合ともいえる。

以下の洪水予測システムの適用に際しては、大迫ダム流域では、a) ~ d) のすべてを検討し、永源寺ダム流域では、a) と d) を検討している。

4.5.2 洪水予測システムの適用結果

先に構成した洪水予測システムを用いて、大迫ダム・永源寺ダム流域における洪水流量予測を行った。対象となる出水は、大迫ダム流域については、ダム地点でピーク流量が $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上を記録した12出水、永源寺ダム流域については、如来堂地点でピーク流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上を記録した7出水である。降雨資料には、第3章で求めている流域平均降水量を用い、流出モデルも第3章で同定検証済みのものを用いる。ただし、永源寺ダム流域については、流域平均降水量の推定法には B 法を、流出モデルには Model B を採用する。

状態変数の初期値 $\hat{x}(0|0)$ には、第3章のモデル適用で求められた各出水ごとの初期貯留水深を使用する。また予測システム II では、誤差共分散行列の初期値 $P(0|0)$ には、その対角要素として $P_{11}=0.0001(\text{mm})^2$ 、 $P_{22}=P_{33}=P_{44}=0.1(\text{mm})^2$ を与え、非対角要素には 0 を与える。システム雑音・観測

雑音の共分散行列については、ここでは、

$$\begin{aligned}V_{w1}^{min} &= 0.0001(\text{mm})^2 \\V_v^{min} &= 1(\text{m}^3/\text{s})^2 \\ \lambda = \mu &= 0.05 \\ \sigma_{w2}^2 = \sigma_{w3}^2 = \sigma_{w4}^2 &= 0.1(\text{mm})^2\end{aligned}$$

を与える。システムⅠも類同である。

なお、大迫ダムで利用できる観測流量は、瞬間流量ではなく時間平均流量 \bar{Q} である。そこで、カルマンフィルターの適用に際しては、 $\bar{Q}(k) \simeq (\hat{y}(k|k) + \hat{y}(k-1|k-1))/2$ と考えると観測量 $y(k)$ を次式で求めるものとした。

$$y(k) = 2\bar{Q}(k) - \hat{y}(k-1|k-1) \cdots \cdots \cdots (4.38)$$

ここに、 $y(k)$: 観測量(時点 k の瞬間流量)、 $\bar{Q}(k)$: 時点 $(k-1) \sim k$ の時間平均流量(実際の観測値)、 $\hat{y}(k-1|k-1)$: $\hat{x}(k-1|k-1)$ から求められる瞬間流量。ただし予測精度は、時間平均流量で評価する。

一方、永源寺ダムでは、観測量 $y(k)$ には、如来堂地点における観測水位と水位流量曲線から求められる瞬間流量を用い、予測精度の評価も同様とする。

観測値は1時間ごとに得られているので、すべての計算は $\Delta t = 1$ 時間として進める。なお、カルマンフィルターを導入しない非修正モデルについても同様の予測計算を行い結果を比較する。

以上のような適用条件のもとに、1～3時間先の予測計算を行った。各種洪水予測法による予測精度は、大迫ダム流域では表4.1～4.2、永源寺ダム流域では表4.3～表4.4のようにまとめられる。得られた結果を要約すると次のようである。

1) 予測システムⅠとⅡの間にはほとんど差がなく、いずれもカルマンフィルターを導入しない場合に比べて予測精度を大きく向上している。実用上は計算の簡便なシステムⅠが推奨されよう。

2) 予測雨量としてa)～c)のどの値を用いても、1時間先、2時間先予測は良好で、とくに1時間先予測では、観測流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価した全出水の平均相対誤差は、大迫ダム流域では10%以下、永源寺ダム流域では12%程度となっている。

3) a)～c)の各雨量予測法を比較すると、各手法とも大きな差はない

が、相対誤差をみる限り、現時点の降雨強度が継続するとしたa)法と、カルマンフィルターによる降雨時系列予測を用いたc)法が比較的良好で、どちらも同程度の予測精度を示している。ただし、ピーク付近の誤差が重視されるとみられる平均2乗誤差平方根RMSEで比較すると、3時間先予測においてはc)法の誤差が大きくなっている。結局、この計算結果をみる限りでは、その簡便さと流量予測精度からみて、当面、現場で適用する方法としてa)法が推奨されるものと思われる。

4) 将来の雨量を既知とした場合の予測精度をみると、1時間先予測では予測雨量を用いた場合と大差ないが、3時間先予測では相対誤差が半分程度となりかなり良好な結果が得られている。これは、3時間先の予測ともなると、降雨予測の精度が流量予測の精度に著しく影響することを示唆している。

予測システムⅡで現時点降雨継続法による予測雨量を採用した場合の1、3時間先予測例を図4.1～4.8に示す。大迫ダム・永源寺ダム流域ともに、1時間先予測では、かなり良好な結果が得られているが、3時間先予測では、ハイドログラフの時間ずれが生じており流量の変動が大きくなっている。

これらの図には、ハイトグラフに予測雨量を実線で付記しているが、これによると3時間先予測では、予測雨量の誤差が流量予測精度に大きく影響していることが分かる。とくに図4.8のようなピーク雨量が大きく突出した豪雨では、ピーク雨量発生後の予測雨量が過大となり、予測流量も著しく過大に見積られている。このような豪雨に対しても現時点降雨継続法を機械的に適用することには問題がある。機械的に設定した予測値だけでなく、少なくとも気象情報をもとにオペレータが想定した予測雨量も適宜併用するといった実用上の工夫も必要と思われる。

今後、さらに予測精度を向上させるには、降雨予測法の改善が不可欠と思われる。現在の降雨予測の扱いはきわめて単純なものであるが、将来は気象情報をも取り入れた物理的根拠のあるものにしていくことが望まれる。

4. 6 流域平均降水量の逆推定の試み

流域平均降水量の推定値に大きな誤差を含む場合、流出モデルによる計算流量が著しく過大あるいは過小になることがある。このような場合、流量予測を行っても大きな誤差を伴うことになるが、すでに示したように、観測流量に基

表4.1 各種洪水予測法の相対誤差評価（大迫ダム流域(1)）

| 流出予測法 | 非修正モデル | | | 予測システム I | | | 予測システム II | | |
|-------------------|--------------|---------------|---------------|-------------|--------------|---------------|-------------|--------------|---------------|
| 降雨予測法 | a) 現時点降雨継続 | | | a) 現時点降雨継続 | | | a) 現時点降雨継続 | | |
| 出水日時 | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h |
| 1974. 8. 31 | 15.6 | 18.3 | 24.2 | 6.6 | 13.2 | 21.2 | 6.6 | 13.1 | 21.2 |
| 1975. 8. 15 | 22.8 | 26.5 | 31.8 | 6.0 | 13.3 | 21.1 | 6.0 | 13.3 | 21.2 |
| 1979. 8. 31 | 23.0 | 24.2 | 39.3 | 25.0 | 26.6 | 46.5 | 28.7 | 30.0 | 47.1 |
| 1979. 9. 29 | 24.4 | 26.2 | 35.1 | 9.5 | 20.1 | 35.0 | 9.5 | 20.0 | 35.3 |
| 1979.10.17 | 23.2 | 27.6 | 37.9 | 8.5 | 19.2 | 32.8 | 8.4 | 19.1 | 33.0 |
| 1980. 9. 9 | 49.6 | 52.2 | 56.6 | 7.8 | 15.8 | 25.8 | 7.5 | 15.6 | 25.4 |
| 1982. 7. 31 | 14.8 | 19.4 | 28.8 | 7.8 | 16.7 | 27.2 | 7.9 | 16.8 | 27.2 |
| 1982. 8. 26 | 27.9 | 33.0 | 40.9 | 11.1 | 21.8 | 32.0 | 10.1 | 20.7 | 31.1 |
| 1982. 9. 24 | 24.5 | 36.2 | 52.5 | 14.4 | 24.2 | 40.7 | 14.5 | 24.3 | 41.0 |
| 1983. 8. 15 | 32.3 | 33.6 | 38.6 | 7.1 | 15.3 | 25.2 | 7.1 | 15.1 | 25.0 |
| 1984. 7. 28 | 20.2 | 24.1 | 28.6 | 10.9 | 19.5 | 25.4 | 10.9 | 19.4 | 25.4 |
| 1985. 6. 30 | 13.6 | 17.7 | 28.9 | 11.2 | 19.7 | 30.2 | 10.9 | 19.6 | 30.3 |
| 平均相対誤差 R M S E | 24.6 86.2 | 28.1 108.1 | 35.5 153.1 | 8.6 43.1 | 16.9 92.4 | 26.9 145.8 | 8.6 43.1 | 16.9 92.8 | 26.9 146.4 |

注1) 1h, 2h, 3h はそれぞれ1, 2, 3 時間先予測に対応。

注2) 相対誤差(%）、平均2乗誤差平方根R M S E (m³/s)ともに観測流量100m³/s以上で評価。

表4.2 各種洪水予測法の相対誤差評価（大迫ダム流域(2)）

| 流出予測法 | 予測システム II | | | 予測システム II | | | 予測システム II | | |
|-------------------|-------------|---------------|---------------|--------------|--------------|---------------|-------------|--------------|--------------|
| 降雨予測法 | b) 過去3時間平均 | | | c) カルマンフィルター | | | d) 将来降雨既知 | | |
| 出水起日 | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h |
| 1974. 8. 31 | 7.8 | 15.5 | 23.5 | 6.8 | 13.6 | 22.0 | 6.0 | 9.7 | 11.6 |
| 1975. 8. 15 | 6.6 | 15.4 | 23.3 | 6.3 | 14.7 | 23.6 | 5.8 | 8.5 | 10.5 |
| 1979. 8. 31 | 28.8 | 37.6 | 56.7 | 28.2 | 26.7 | 38.1 | 29.5 | 36.8 | 37.3 |
| 1979. 9. 29 | 12.1 | 26.6 | 43.9 | 9.7 | 20.5 | 37.0 | 11.9 | 17.2 | 20.6 |
| 1979.10.17 | 10.6 | 26.0 | 44.1 | 8.1 | 18.1 | 33.2 | 7.6 | 13.2 | 16.7 |
| 1980. 9. 9 | 7.3 | 16.8 | 27.2 | 6.9 | 14.0 | 23.0 | 7.0 | 11.4 | 15.8 |
| 1982. 7. 31 | 9.4 | 20.3 | 31.0 | 7.4 | 16.9 | 28.6 | 6.7 | 10.6 | 12.3 |
| 1982. 8. 26 | 10.7 | 21.4 | 32.6 | 10.0 | 22.3 | 34.7 | 9.0 | 13.0 | 15.5 |
| 1982. 9. 24 | 16.3 | 33.9 | 54.6 | 14.1 | 26.5 | 47.6 | 14.5 | 18.8 | 20.4 |
| 1983. 8. 15 | 8.1 | 19.0 | 30.9 | 6.8 | 14.6 | 25.2 | 6.7 | 10.5 | 14.5 |
| 1984. 7. 28 | 11.8 | 20.9 | 27.7 | 10.4 | 17.4 | 22.6 | 11.0 | 15.4 | 17.7 |
| 1985. 6. 30 | 12.5 | 25.0 | 39.8 | 10.6 | 20.6 | 34.0 | 10.6 | 13.5 | 14.0 |
| 平均相対誤差 R M S E | 9.6 51.4 | 20.2 112.2 | 31.4 163.2 | 8.4 41.8 | 17.0 98.5 | 27.9 169.0 | 8.2 39.2 | 12.1 60.0 | 14.5 67.9 |

注1) 1h, 2h, 3h はそれぞれ1, 2, 3 時間先予測に対応。

注2) 相対誤差(%）、平均2乗誤差平方根R M S E (m³/s)ともに観測流量100m³/s以上で評価。

表4.3 各種洪水予測法の相対誤差評価（永源寺ダム流域(1)）

| 流出予測法 | 非修正モデル | | | 予測システム I | | |
|--------------|------------|-------|-------|------------|-------|-------|
| 降雨予測法 | a) 現時点降雨継続 | | | a) 現時点降雨継続 | | |
| 出水日時 | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h |
| 1975. 7. 3 | 79.3 | 140.4 | 250.5 | 27.8 | 103.0 | 218.5 |
| 1975. 8. 16 | 18.6 | 26.0 | 32.5 | 10.3 | 19.6 | 28.4 |
| 1976. 9. 7 | 29.6 | 32.9 | 37.6 | 10.9 | 19.1 | 27.4 |
| 1979. 9. 28 | 30.4 | 42.9 | 66.1 | 26.4 | 45.2 | 73.1 |
| 1979. 10. 18 | 32.2 | 39.5 | 57.2 | 21.7 | 32.6 | 52.7 |
| 1982. 7. 31 | 23.1 | 21.0 | 28.7 | 7.3 | 11.8 | 21.6 |
| 1985. 6. 21 | 16.9 | 26.3 | 46.6 | 11.0 | 24.8 | 46.6 |
| 平均相対誤差 | 26.5 | 32.5 | 43.9 | 12.1 | 22.8 | 37.1 |
| R M S E | 76.5 | 114.7 | 163.2 | 51.0 | 100.9 | 153.6 |

注1) 1h, 2h, 3h はそれぞれ1, 2, 3時間先予測に対応。

注2) 相対誤差(%), 平均2乗誤差平方根R M S E (m^3/s)
ともに観測流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価。

表4.4 各種洪水予測法の相対誤差評価（永源寺ダム流域(2)）

| 流出予測法 | 予測システム II | | | 予測システム II | | |
|--------------|------------|-------|-------|-----------|------|------|
| 降雨予測法 | a) 現時点降雨継続 | | | d) 将来降雨既知 | | |
| 出水日時 | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h |
| 1975. 7. 3 | 27.5 | 103.9 | 221.7 | 30.2 | 40.9 | 34.0 |
| 1975. 8. 16 | 10.3 | 19.6 | 28.4 | 10.1 | 13.5 | 15.3 |
| 1976. 9. 7 | 10.8 | 19.0 | 27.4 | 12.3 | 16.6 | 19.0 |
| 1979. 9. 28 | 23.8 | 42.8 | 72.2 | 25.7 | 30.1 | 30.6 |
| 1979. 10. 18 | 21.7 | 32.7 | 52.9 | 21.6 | 28.4 | 32.7 |
| 1982. 7. 31 | 7.6 | 11.6 | 21.5 | 9.2 | 11.5 | 14.1 |
| 1985. 6. 21 | 11.1 | 25.1 | 47.0 | 9.4 | 16.3 | 17.9 |
| 平均相対誤差 | 12.0 | 22.7 | 37.2 | 12.8 | 17.3 | 19.3 |
| R M S E | 51.2 | 101.9 | 155.1 | 45.7 | 59.0 | 60.5 |

注1) 1h, 2h, 3h はそれぞれ1, 2, 3時間先予測に対応。

注2) 相対誤差(%), 平均2乗誤差平方根R M S E (m^3/s)
ともに観測流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価。

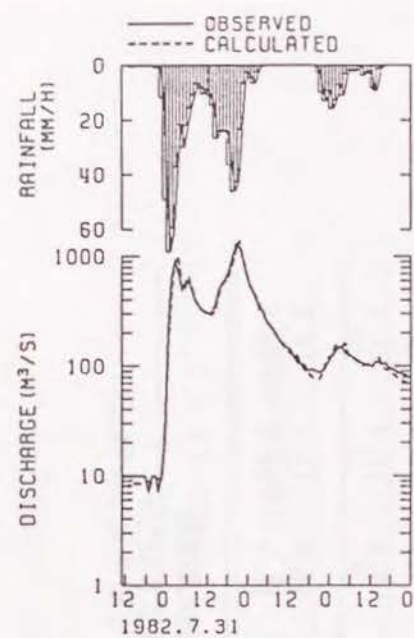


図4.1 1時間先予測結果（大迫ダム）

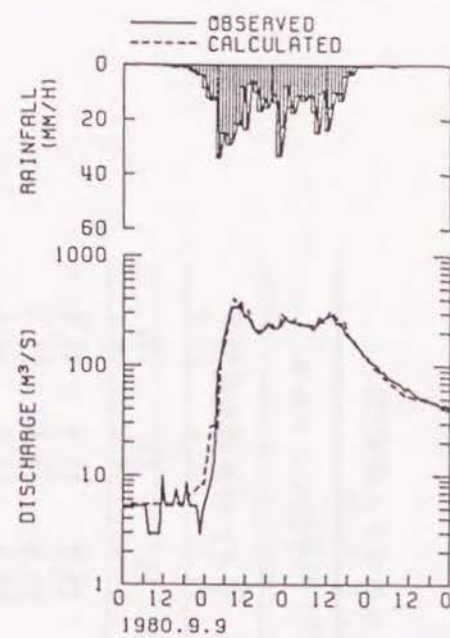


図4.2 1時間先予測結果（同左）

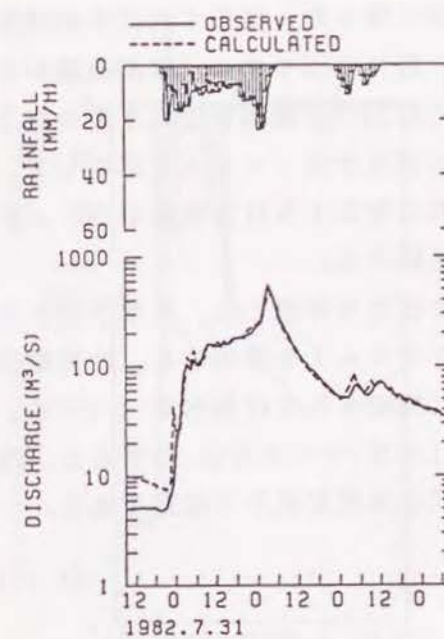


図4.5 1時間先予測結果（永源寺ダム）

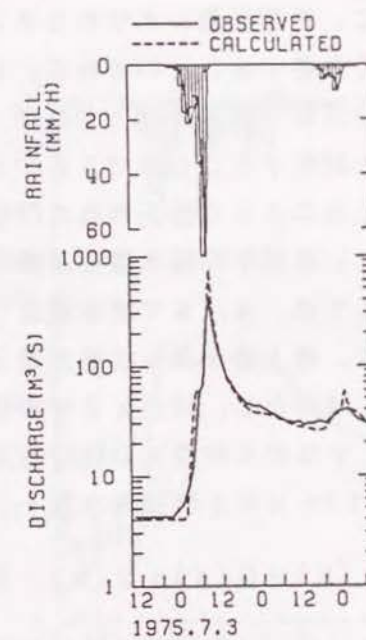


図4.6 1時間先予測結果（同左）

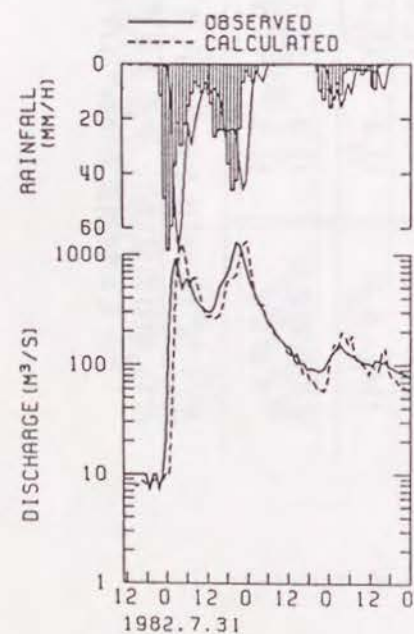


図4.3 3時間先予測結果（大迫ダム）

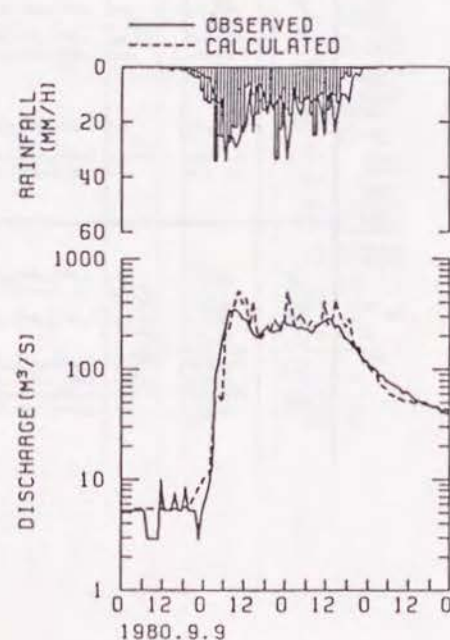


図4.4 3時間先予測結果（同左）

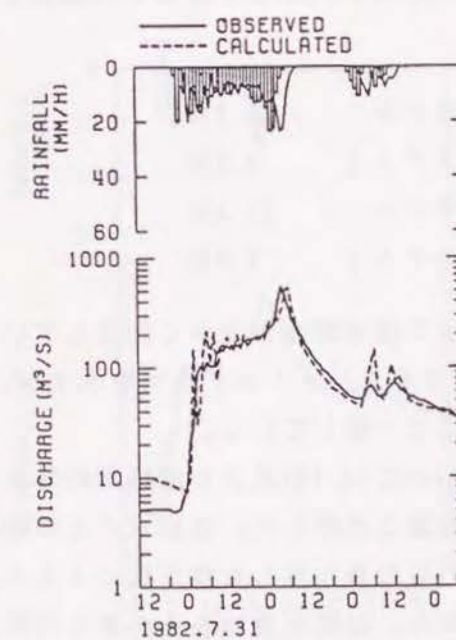


図4.7 3時間先予測結果（永源寺ダム）

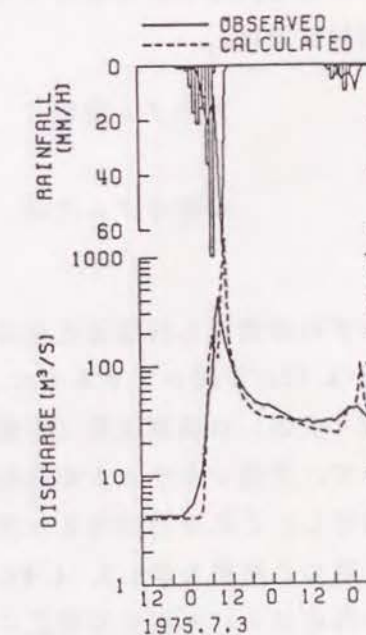


図4.8 3時間先予測結果（同左）

づいて、状態変量、すなわちタンク貯留水深を時々刻々修正すれば予測精度を大きく改善することができる。したがって、仮に流出モデル、観測流量がともに十分信頼できるものとすれば、貯留水深の修正は、流域平均降水量の修正であると解釈することができる。そこで、先の洪水予測システムを応用して、状態修正法によって修正された貯留水深とそれに対応する計算流量から、より確からしい流域平均降水量を逆推定することを試みる。

ここでは、4.5で洪水流量予測を行った出水を対象とし、洪水予測システムには、最上層水深を状態変量とする予測システムⅠを採用する。計算単位時間を1時間とし、時点kまでの情報によって推定された貯留水深 $S_1 \sim S_4$ の総和、すなわち時点kの総貯留高を $S(k) (= S_1 + \dots + S_4)$ とすると、時点 $(k-1) \sim k$ の1時間降水量 $r(k)$ は、次式の水収支式から推定できる。

$$r(k) = Q(k) + S(k) - S(k-1) \dots\dots\dots (4.39)$$

ここに、 $Q(k)$ ：状態修正した後の時点 $(k-1) \sim k$ の計算流出高。

まず、予測システムⅠを予測先行時間を0時間（現状推定）として、大迫ダム・永源寺ダム流域の対象出水にそれぞれ適用した。なお、比較のため非修正モデルによる同様の計算も行った。観測流量 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で評価した全出水の平均相対誤差は、

| | | |
|---------|---------|-------|
| 大迫ダム流域 | 非修正モデル | 24.2% |
| | 予測システムⅠ | 3.9% |
| 永源寺ダム流域 | 非修正モデル | 25.2% |
| | 予測システムⅠ | 3.8% |

と、いずれの流域も状態修正法の導入によって推定精度が大きく向上している。図4.9～4.12に予測システムⅠによって推定されたハイドログラフを示すが、計算流量（点線）は観測流量（実線）にほとんど一致している。

次いで、予測システムⅠの適用結果に基づいて(4.39)式より流域平均降水量を逆推定し、これを当初与えた流域平均降水量と比較した。各出水ごとの総降水量を求めた結果を表4.5、4.6に示す。これらの表に示した修正比によると、多くの出水は±10%程度の修正に留まっており、総降水量でみるかぎり当初与えた流域平均降水量はほぼ妥当であったといえる。しかし、なかには20%を超える大きな修正が行われているものもある。たとえば、非修正モデルの再現性

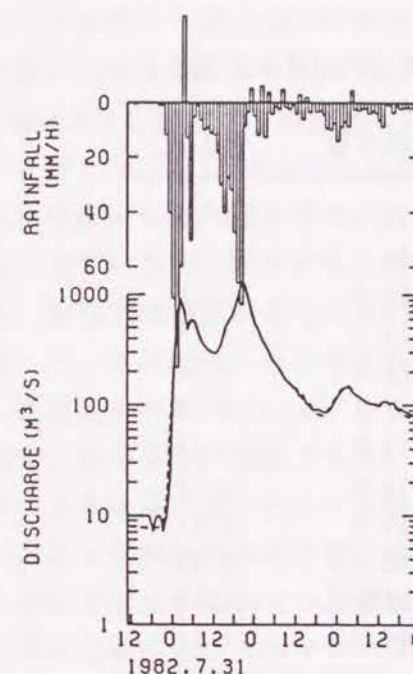


図4.9 降水量逆推定結果（大迫ダム）

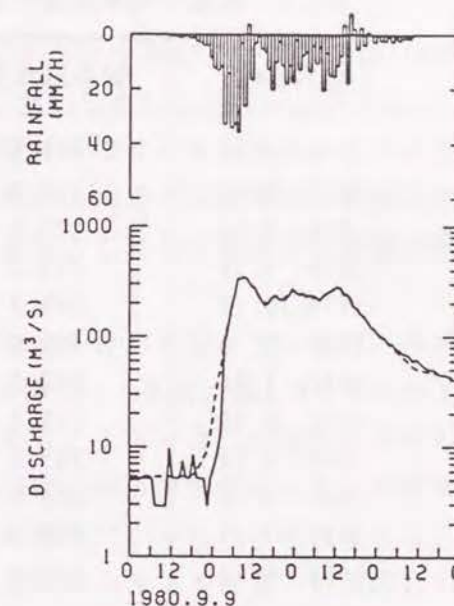


図4.10 降水量逆推定結果（同左）

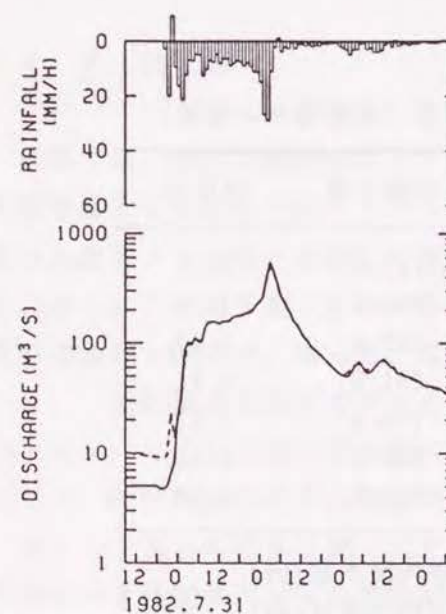


図4.11 降水量逆推定結果（永源寺ダム）

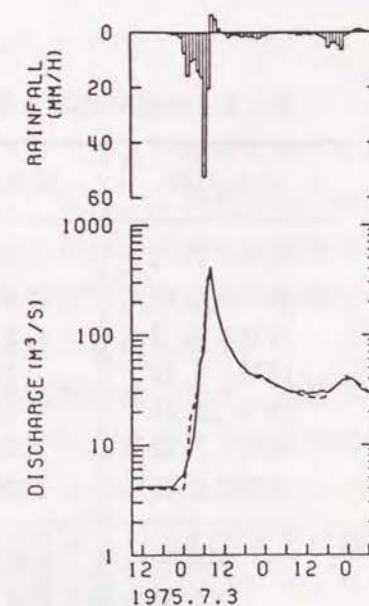


図4.12 降水量逆推定結果（同左）

表4.5 流域平均降水量の逆推定結果（大迫ダム流域）

| 出水日時 | 観測降水量 | 推定降水量 | 修正比 |
|-------------|--------|--------|------|
| 1974. 8. 31 | 431.5 | 474.4 | 1.10 |
| 1975. 8. 15 | 1507.5 | 1359.3 | 0.90 |
| 1979. 8. 31 | 277.4 | 303.8 | 1.10 |
| 1979. 9. 29 | 239.3 | 257.7 | 1.08 |
| 1979.10. 17 | 536.2 | 525.7 | 0.98 |
| 1980. 9. 9 | 691.5 | 541.6 | 0.78 |
| 1982. 7. 31 | 782.7 | 874.9 | 1.12 |
| 1982. 8. 26 | 513.5 | 471.2 | 0.92 |
| 1982. 9. 24 | 385.3 | 349.7 | 0.91 |
| 1983. 8. 15 | 551.3 | 520.2 | 0.94 |
| 1984. 7. 28 | 359.5 | 391.0 | 1.09 |
| 1985. 6. 30 | 355.4 | 394.1 | 1.11 |

注) 観測降水量：当初与えた流域平均降水量(mm)
推定降水量：逆推定した流域平均降水量(mm)
修正比：修正比＝推定降水量／観測降水量

表4.6 流域平均降水量の逆推定結果（永源寺ダム流域）

| 出水日時 | 観測降水量 | 推定降水量 | 修正比 |
|-------------|-------|-------|------|
| 1975. 7. 3 | 221.3 | 197.0 | 0.89 |
| 1975. 8. 16 | 588.4 | 659.6 | 1.12 |
| 1976. 9. 7 | 600.5 | 763.8 | 1.27 |
| 1979. 9. 28 | 208.2 | 231.9 | 1.11 |
| 1979.10. 18 | 256.8 | 274.8 | 1.07 |
| 1982. 7. 31 | 390.7 | 396.5 | 1.02 |
| 1985. 6. 21 | 602.7 | 700.8 | 1.16 |

注) 観測降水量：当初与えた流域平均降水量(mm)
推定降水量：逆推定した流域平均降水量(mm)
修正比：修正比＝推定降水量／観測降水量

がとくに悪かった大迫ダム流域の1980年9月9日の出水（図4.10）では、総降水量が22%も減じられている。

図4.9～4.12には、逆推定したハイトグラフを示している。図4.10のハイトグラフを図3.6のそれと比較すると、当初与えたハイトグラフは、とくに出水後半の降水量が過大であり、逆推定結果ではこれが小さくなるように修正されていることが分かる。この出水の場合、大迫ダム流域の4雨量観測点の内、栃谷地点が出水後半に欠測となっており、これが流域平均降水量の把握を難しくした原因の一つと考えられる。

逆推定されたハイトグラフは、ほぼ自然な波形を呈しているが、降雨終了時に正負の少雨が連続するという問題点がある。また、図4.9の出水のように負の大きな降水量が発生する場合もみられた。これらは、流量推定誤差の原因がほとんど流域平均降水量にあるとした仮定には多少無理があり、実際は流出モデルに起因する誤差や流量観測誤差も影響しているためと予想される。このような問題点は、カルマンフィルター適用時のシステム雑音、観測雑音の分散値を調整することによって、ある程度は解消できると思われ、この点については、今後さらに検討を要する。しかしながら、ここに示した方法は、不確定な流域平均降水量を推定するための一手法になりうると考えている。

4.7 結 語

本章では、長短期流出両用モデルにカルマンフィルター理論に基づく状態修正法を導入した洪水予測システムを提示するとともに、これを大迫ダム流域および永源寺ダム流域へ適用して実時間洪水予測を行い、その予測精度を検討した。さらに、この予測システムを応用して、不確定な入力である流域平均降水量の逆推定も試みた。得られた結果は、次のように要約される。

1) 長短期流出両用モデルの最上層水深を状態変数として、拡張カルマンフィルターでこれを推定する洪水予測システムⅠと、全タンク水深を状態変数として、統計的線形化手法を採用する洪水予測システムⅡを提示した。

2) これらの洪水予測システムを用いて、大迫ダム・永源寺ダム流域における1～3時間先の洪水流量予測を行った。この結果、カルマンフィルター理論に基づく状態修正法の導入によって予測精度が大きく向上すること、いずれのシステムも1，2時間先流量は実用上十分な精度で予測できることが示され

た。また3時間先予測では、降雨予測の精度が流量予測の精度に著しく影響することが示された。

3) 洪水予測システムⅠの適用結果に基づいて、より確からしい流域平均降水量を逆推定する方法を提示した。大迫ダム・永源寺ダム流域における適用結果から、この方法が不確定な流域平均降水量の推定法として十分使えることが示されたが、逆推定されたハイエトグラフに負値が生じるなどの今後改善すべき問題点も指摘された。

参 考 文 献

- 1) 日野幹雄：水文流出系予測へのカルマン・フィルター理論の適用，土木学会論文報告集，第221号，1974，pp.39-47.
- 2) 高棹琢馬・椎葉充晴：状態空間法による流出予測－kinematic wave法を中心として－，京都大学防災研究所年報，第23号B-2，1980，pp.211-226.
- 3) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝 馨：確率論的な流出予測に関する研究－有色ノイズの導入－，京都大学防災研究所年報，第24号B-2，1981，pp.125-142.
- 4) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝 馨：集中型流出モデルの構成と流出予測手法，京都大学防災研究所年報，第25号B-2，1982，pp.221-243.
- 5) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝 馨：貯留モデルによる実時間洪水予測に関する基礎的研究，京都大学防災研究所年報，第25号B-2，1982，pp.245-267.
- 6) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝 馨：複合流域における洪水流出の確率予測手法，京都大学防災研究所年報，第26号B-2，1983，pp.181-196.
- 7) 高棹琢馬・椎葉充晴・富澤直樹：統計的二次近似理論を適用した流出予測システムの構成，京都大学防災研究所年報，第27号B-2，1984，pp.255-273.
- 8) 星 清：流出予測法の実例，1988年度（第24回）水工学に関する夏期研修会講義集，土木学会水理委員会，1988，A-3 pp.1-20.
- 9) 片山 徹：応用カルマンフィルタ，朝倉書店，1983.
- 10) Gelb, A. (Editor) : Applied Optimal Estimation, The M.I.T. Press, 1974, pp.203-214.
- 11) Kitanidis, P.K. and R.L. Bras : Real-Time Forecasting With a

Conceptual Hydrologic Model, 1. Analysis of Uncertainty, Water Resour. Res., Vol.16, No.6, 1980, pp.1025-1033.

- 12) Kitanidis, P.K. and R.L. Bras : Real-Time Forecasting With a Conceptual Hydrologic Model, 2. Applications and Results, Water Resour. Res., Vol.16, No.6, 1980, pp.1034-1044.
- 13) 星 清：洪水予測システムの基礎的検討(1)，土木試験所月報，No.385，1985，pp.42-51.
- 14) 宝 馨・高棹琢馬・椎葉充晴：洪水流出の確率予測における実際的手法，第28回水理講演会論文集，1984，pp.415-422.

第5章 長短期流出両用モデルの 大河川ダム流域への適用

5.1 概説

第3章では、長短期流出両用モデルを大迫ダム流域および永源寺ダム流域に適用してその適応性を吟味し、その結果、洪水・低水流出ともに十分な精度で推定できることを確かめた。しかしながら、モデルの適応性や適用上の問題点を明らかにするためには、より多くの流域を対象としてモデルを適用する必要がある。とくに、これまでの対象流域の多くは、流域面積100km²程度ないしそれ以下の中小河川流域であったことから、より大きな面積を持つ大河川流域への適応性も検討しておく必要がある。これまでの長短期流出両用モデルの大河川流域への適用例には、永井・四方田¹⁾による吉井川流域（岩戸地点、流域面積1717km²）の解析がある。ここで永井らは、洪水時に遅れ時間を導入したモデルの適応性を吟味している。

本章では、淀川水系木津川上流に位置する高山ダム流域とその上流支流域である青蓮寺ダム流域および室生ダム流域を対象として、長短期流出両用モデルを同定適用し、このモデルの大河川ダム流域への適応性を吟味した結果を示す。ここでは、とくに河道および流域の洪水伝播効果を考慮したモデル適用法を検討する。さらに、第4章で提示した洪水予測システムによる洪水流量の実時間予測を試みた結果も示す。

5.2 高山ダム流域と解析資料

研究対象とする高山ダム流域（図5.1）は、京都府、奈良県、三重県にまたがる淀川水系木津川上流部に位置する。高山ダムは、木津川支川名張川の最下流部に位置する流域面積615km²の多目的ダムである。高山ダム流域は、名張川本川とその支川である宇陀川、青蓮寺川の流域からなる。流域の90%は山地、10%は名張盆地を中心とした平地であり、盆地の中心部に名張市街地がある。また、この流域のおよそ2/3は花崗岩地帯であるが、流域中央部に安山岩地帯がみられる。高山ダム地点の標高は168m、流域内最高点は1235m、流域平均標

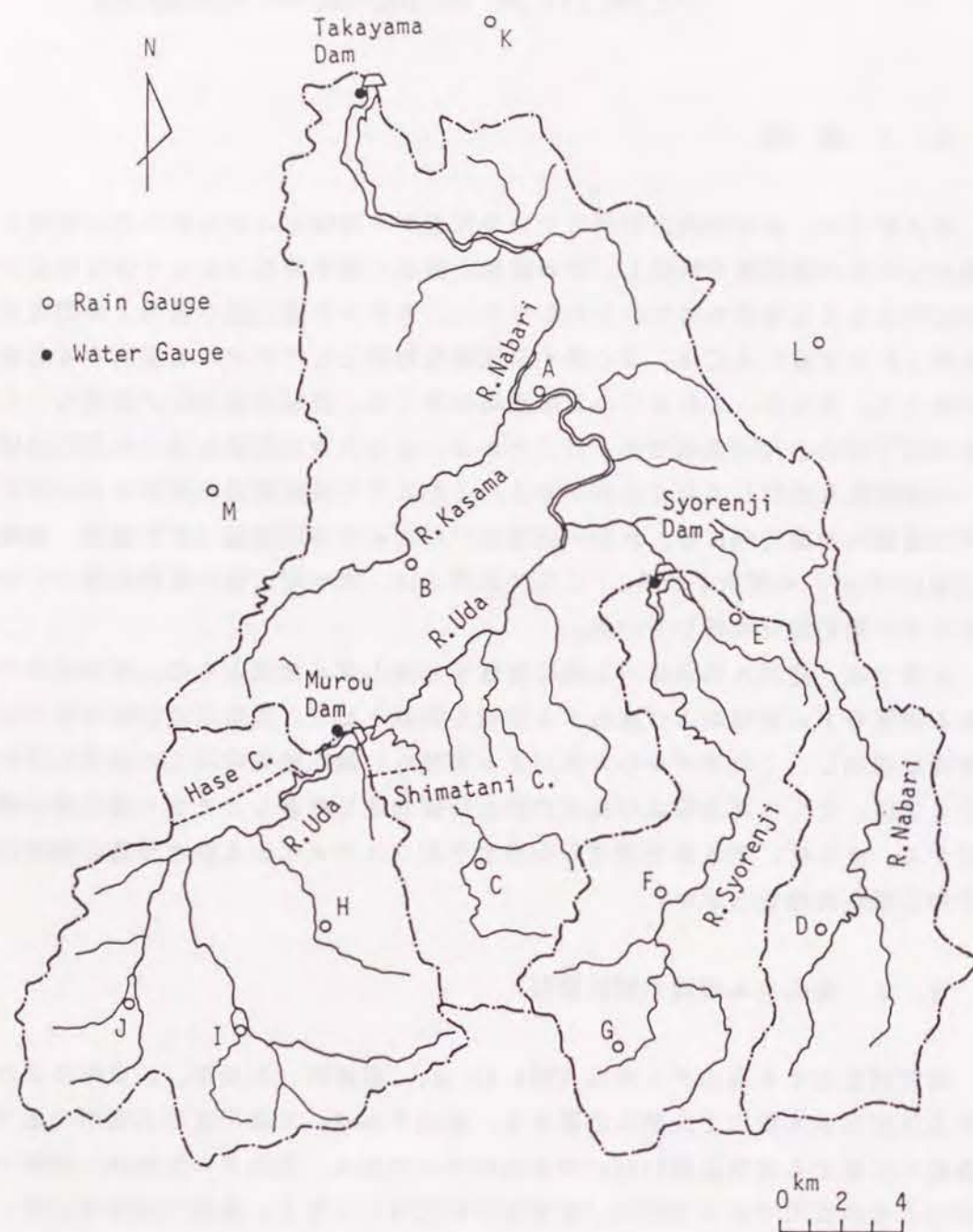


図5.1 高山ダム流域

高は452mである。流域内主要支川の青蓮寺川下流部には青蓮寺ダム（流域面積100km²）、宇陀川中流部には室生ダム（流域面積136km²）の2つの多目的ダムがある。青蓮寺ダム地点の標高は299m、流域平均標高は590mであり、室生ダム地点の標高は300m、流域平均標高は456mである。

解析には、1978年1月～1987年12月の10年間の資料を用いる。流量資料には、高山ダムの流入量、上流2ダムの流入量・放流量の日単位ないし時間単位（10出水時）の記録を用いる。これらの流量は、ダム貯水位と放流量から求められる平均流量である。室生ダム流域では、ほぼ10月から4月にかけて島谷導水路を通じて高山ダム流域から取水される取水量、初瀬水路を通じて高山ダム流域外へ放流される放流量も考慮する。島谷導水路の取水量には、日単位の取水量記録を用い、初瀬水路の放流量には、月単位の放流量記録を用いる。

降水量資料には、流域内10地点、A（家野）・B（笠間）・C（室生）・D（菅野）・E（国津）・F（曾爾）・G（桃俣）・H（内牧）・I（古市場）・J（大字陀）と流域外近傍3地点、K（島ヶ原）・L（阿保）・M（針ヶ別所）の日降水量ないし時間降水量（10出水時）を用いる。これらの雨量観測点はすべてテレメータ化されており、欠測値は、淀川ダム統合管理事務所の水文情報収集システムによって近傍観測点の値より自動的に補填されている。

なお、日単位資料の日界は、午前9時から翌日9時までである。また蒸発量の推定には、上野測候所の月平均気温および月平均日照率を利用する。

5.3 流域平均降水量と蒸発散量の推定

5.3.1 流域平均降水量の推定

流域平均降水量は、次の方法によって推定する。この方法は、第3章で述べた方法とほぼ同様のものである。

- ① 表5.1のように、流域を標高別に4地帯分割する。
- ② 各地帯の降水量として、それらの地帯に含まれる観測点の算術平均値を採用する。ただし第4地帯の降水量は、第3地帯の1.2倍として推定する。
- ③ 各地帯別降水量を地帯面積により加重平均する。

なお、第4地帯には雨量観測点がない。そこで、流域近傍で第4地帯の標高に位置する高見観測点（830m）の1980～1987年の降水量資料に基づいて、手順②のように第4地帯の降水量を推定することにした。すなわち、高見地点の降

表5.1 標高による地帯分割

| 地帯 | 標高(m) | 面積比率(%) | | | 観測点(標高) |
|----|----------|---------|-------|------|--------------------------------|
| | | 高山ダム | 青蓮寺ダム | 室生ダム | |
| 1 | 168～200 | 11 | 0 | 0 | A(194), K(190), L(185) |
| 2 | 200～400 | 42 | 10 | 44 | B(361), I(385), J(380) |
| 3 | 400～600 | 32 | 45 | 43 | C(513), D(524), E(436), F(436) |
| 4 | 600～1235 | 15 | 45 | 13 | G(490), H(430), M(441) |

注) 高山ダム流域の面積比率は、全流域から青蓮寺ダム・室生ダム流域を除いた残流域のもの。

水量は、ほぼ6～10月のみ観測されているが、この期間では、高見地点の平均降水量が第3地帯の平均降水量の約1.2倍であったことから、第4地帯降水量は、第3地帯降水量の1.2倍とすることにした。

この手順によって、青蓮寺ダム・室生ダムの上流2ダム流域、および高山ダム流域からこれらを除いた残流域について、それぞれ流域平均降水量を求める。残流域の流域面積は379km²、流域平均標高は409mである。

このようにして求められた流域平均降水量と後述する蒸発散量に基づいて水収支を調べたところ、室生ダム流域では、降水量が過大で、水収支のバランスがとれていないことが分かった。室生ダム流域については、流域平均降水量の推定法についてさらに検討する必要があるが、ここでは、とりあえずこの流域平均降水量に係数0.9を掛けて水収支をバランスさせることにした。

なお、積雪量・融雪量は、積雪地帯が流域に占める割合が少なく、その影響は無視できると判断して、ここでは考慮していない。

5.3.2 蒸発散量の推定

高山ダム流域では、永源寺ダム流域と同じく Makkink 式((3.8)式)で計器蒸発量を推定し、これに基づいて流域蒸発散量を推定することにした。

まず、上野測候所の1956～1965年の10年間の月平均気温、日照率、計器蒸発量を用いて、(3.8)式の係数a, bを推定する。なお上野測候所では、全天日射量が測定されていないため、次式²⁾によってこれを推定する。

$$R_s = R_a(0.18 + 0.55n/N) \dots\dots\dots(5.1)$$

ここに、 R_s : 全天日射量(cal/cm²/d)、 R_a : 大気外太陽放射量(cal/cm²/d)、 n/N : 日照率。 R_a は太陽定数とその地点の緯度から求めることができる。

最小二乗法によって係数を求めたところ、 $a = 0.851$, $b = 0.160$ (相関係数0.97)が得られた。この係数と上野測候所の月平均気温と月平均日照率を用いて、(3.8)式より月平均蒸発量を推定する。この式の適用に際しては、気温として上流2ダム流域および残流域の流域平均標高に対応する月平均気温を採用し、各流域の蒸発量をそれぞれ求める。

流域蒸発散量Eは、蒸発量E_pに係数 α を乗じて推定する。係数 α は、水収支がバランスするように試算し、各流域ともに無降雨日について $\alpha = 1$ 、降雨日について $\alpha = 0.4$ を採用することにした。

5. 4 河道伝播時間および流域遅れ時間

高山ダム流域の解析では、青蓮寺ダム・室生ダム流域を除いた残流域に対して長短期流出両用モデルをあてはめるものとする。高山ダムへの流入量は、両用モデルによる推定流量に上流2ダムからの放流量（実測値）を加算するとともに、島谷導水路による残流域から室生ダムへの取水量（実測値）を差し引いて推定する。なお、ここでの室生ダムからの放流量とは、全放流量から初瀬水路による放流量を差し引いたものを意味する。

その際、高山ダム～青蓮寺ダム間が32.5km、高山ダム～室生ダム間が40.2kmとかなりの距離があることから、とくに洪水時には、これら放流量の河道伝播時間を考慮する。また、残流域の流出計算については、その流域面積が379km²と比較的大きいことを考慮して、永井ら¹⁾の研究と同様、洪水時に流域遅れ時間を導入する場合も検討する。以下、ここで採用した河道伝播時間および流域遅れ時間の推定法について述べる。

放流量の河道伝播時間は、ピーク放流量の伝播速度で決まるものとする。実際には、河道付随流域からの横流入量も考慮する必要があるが、その影響が無視できるものとして、河道伝播時間は kinematic 流出モデルから誘導される次式³⁾より推定する。

$$T_w = L K P / I_p^{1-P} \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 T_w ：河道伝播時間(s)、 L ：河道長(m)、 I_p ：ピーク放流量(m³/s)、 K 、 P ：河道流定数。

また流域遅れ時間は、総合貯留関数モデルの検討に際して提案された次式⁴⁾より推定する。

$$T_L = \gamma A^{0.14} r_o^{-0.4} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 T_L ：流域遅れ時間(h)、 A ：流域面積(km²)、 r_o ：観測ピーク流量の有効降雨強度換算値(mm/h)、 γ ：係数、自然山地・丘陵地では $\gamma = 1$ 。

(5.2)式の適用に際しては、河道流定数として $K = 1.1$ 、 $P = 0.7$ を用いる。また、上流2ダムからの放流は、高山ダム上流28.2km地点で合流することから、まず青蓮寺ダム～合流点、室生ダム～合流点の伝播時間を求め、次いで合流点

～高山ダムの伝播時間を求めることにした。合流点～高山ダム間については、単純に上流2ダムのピーク放流量の和を用いて伝播時間を求める。

一方、(5.3)式の適用に際しては、残流域の観測ピーク流量を知る必要があるが、ここでは、単純に高山ダムピーク流入量から上流2ダムのピーク放流量を差し引いてこれを求めることにした。

時間流量が利用できる10出水について放流量の河道伝播時間を求めると、青蓮寺ダム～高山ダム間、室生ダム～高山ダム間の伝播時間は、それぞれ0.98～1.60時間（平均1.39時間）、1.26～1.95時間（平均1.76時間）となった。

また、これら10出水について上流2ダム流域を除いた高山ダム残流域の流域遅れ時間を求めると、0.72～1.79時間（平均1.39時間）となった。

5. 5 流出モデルの適用結果

5.5.1 高山ダム流域への適用結果

高山ダム流域では、5.4で述べたように、青蓮寺ダム・室生ダム流域を除いた残流域に対して長短期流出両用モデルをあてはめ、上流2ダムからの放流量と残流域からの取水量を考慮して高山ダム流入量を推定する。ここでは、流域遅れ時間を導入しない、すなわち流域遅れ時間を0としたモデルと流域遅れ時間を導入したモデルをそれぞれ同定適用して、再現性を比較することにした。ただし、放流量の河道伝播時間はいずれも導入する。流域遅れ時間および河道伝播時間には、5.4においてあらかじめ出水ごとに求めた値を採用する。

流出モデルの未知定数は、次の手順で同定した。

- ① まず日流出高を対象として、14個の定数を同定する。
- ② ①で求めた定数を初期値とし、洪水時の時間流量を対象として上層部の4定数 a_1 、 a_2 、 b_1 、 Z_1 を再同定する。この際、他の10定数は①の結果に固定しておく。

同定期間には、比較的大きな出水が含まれる1982～1983年の2年間の資料を用いた。次いで、1978～1987年の10年間を対象に検証計算を行った。検証計算時の初期水深は未知であるから、同定期間の初期水深、すなわち1982年1月1日の水深で代用した。

このようにして得られた最適モデル定数を図5.2に示し、流域遅れ時間を導入しないモデルを Model A、流域遅れ時間を導入したモデルを Model Bとす

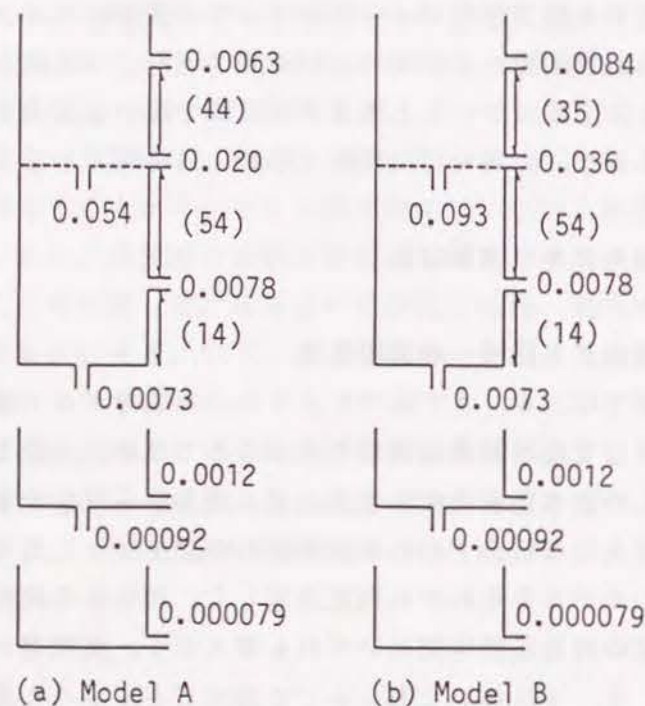


図5.2 最適モデル定数（高山ダム，mm-h単位）

る。これらを比較すると、Model Aは、表面流出と速い中間流出に対応する流出孔の定数 a_1 、 a_2 および地表から下層への浸透強度に関する定数 b_1 がそれぞれ Model B よりも小さくなっている。

表5.2には、モデル定数から求められる特性値として、両モデルの表面流出発生流量 $a_2 Z_1$ 、上限浸入能 f_u 、最終浸入能 f_c 、地下水流量最大値 $g_1^{\max} = b_2 S_u$ を示す。これによると、とくに Model A の上限浸透能は、Model B よりもかなり小さい。流域遅れ時間を導入していない Model A は、流出を遅らせるために定数 a_1 、 a_2 が小さくなっているが、その一方でピーク流量が過小にならないように、浸入能を小さくして鋭敏な波形も再現できるようにしていると解釈される。これより、流域遅れ時間の評価がモデル定数の同定結果にかなり影響を及ぼすことが分かる。以下では、これらのモデルによる検証計算の結果について述べる。

長期流出量の再現誤差を表5.3に示す。日流出高の相対誤差は、10年間の平均では Model A で17.4%、Model B で17.3%といずれもかなり良好でほとんど差がない。一方、観測流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で評価した10出水の平均相対誤差は、Model A で17.5%、Model B で14.4%となった。洪水時の再現性もいずれも悪くないが、Model B の方がやや良好で、流域遅れ時間の導入効果が認められる。図5.3に Model B による検証期間最終年の日流出高ハイドログラフを示し、図5.4、5.5に同じく Model B による大出水時の再現結果を例示する。

5.5.2 青蓮寺ダム・室生ダム流域への適用結果

青蓮寺ダム・室生ダム流域についても長短期流出両用モデルの同定適用を行った。ただし、両流域ともに流域面積が 100 km^2 程度であることから、従来の解析と同様に流域遅れ時間は導入していない。

なお、室生ダム流域の解析では、両用モデルによる推定流量に島谷導水路からの取水量（実測値）を加算して室生ダム流入量を推定する。また、室生ダムへの観測流入量は、低水流量が振動して極端に小さくなることがある。このため、日流出高の誤差評価においては、同定・検証計算時ともに日流出高観測値が 0.3 mm/d 以上の日のみを対象とすることにした。

モデル定数の同定に際しては、同定手順、同定期間ともに高山ダム流域と同様とした。次いで、1978～1987年の10年間を対象に検証計算を行って、モデルの再現性を調べた。初期水深の扱いも高山ダム流域と同様である。

表5.2 各モデルの特性値 (mm/h)

| | $a_2 Z_1$ | f_u | f_c | g_1^{max} |
|--------|-----------|-------|-------|-------------|
| 高山ダム A | 0.89 | 3.67 | 0.72 | 0.40 |
| 高山ダム B | 1.25 | 6.38 | 0.79 | 0.44 |
| 青蓮寺ダム | 0.49 | 2.49 | 0.67 | 0.32 |
| 室生ダム | 1.11 | 1.62 | 0.58 | 0.39 |

表5.3 長期流出量の相対誤差評価 (高山ダム流域)

| | ΣR | Model A | | Model B | |
|------|------------|----------|-----------------|----------|-----------------|
| | | J_{RE} | ε_q | J_{RE} | ε_q |
| 1978 | 983 | 21.2 | +0.9 | 21.0 | +0.9 |
| 1979 | 1457 | 15.9 | -5.9 | 15.6 | -6.0 |
| 1980 | 1921 | 16.5 | -1.3 | 16.2 | -1.4 |
| 1981 | 1349 | 14.4 | -9.0 | 14.2 | -8.9 |
| 1982 | 2059 | 16.6 | -3.8 | 16.7 | -3.7 |
| 1983 | 1537 | 16.2 | -2.7 | 16.0 | -2.6 |
| 1984 | 1111 | 19.1 | -4.6 | 19.1 | -4.6 |
| 1985 | 1638 | 19.5 | -2.9 | 19.7 | -3.0 |
| 1986 | 1393 | 16.0 | -9.5 | 16.0 | -9.4 |
| 1987 | 1221 | 18.2 | +1.7 | 18.1 | +1.7 |
| 平均 | 1467 | 17.4 | -4.0 | 17.3 | -4.0 |

注) ΣR : 年間降水量(mm), J_{RE} : 日流出高相対誤差(%)
 ε_q : 水収支誤差(%), $\varepsilon_q = (\Sigma Q_c - \Sigma Q_o) / \Sigma Q_o \times 100$

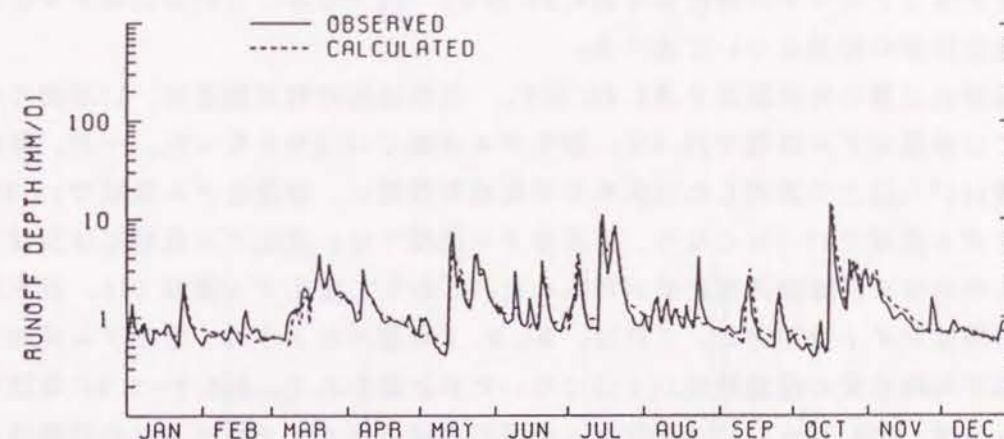


図5.3 長期流出量の再現結果 (高山ダム, 1987年)

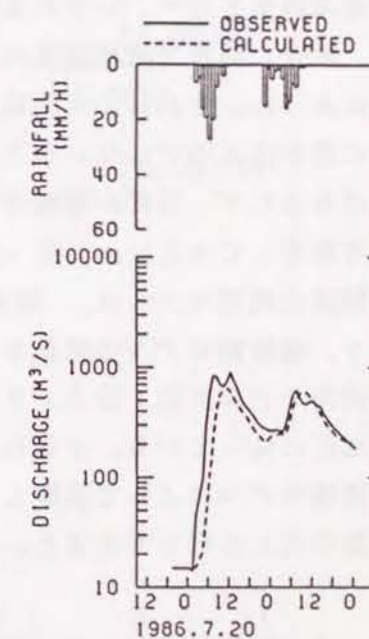
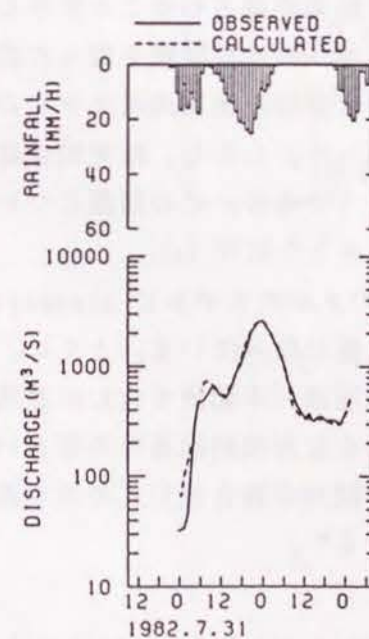


図5.4 大出水時の再現結果 (高山ダム) 図5.5 大出水時の再現結果 (同左)

このようにして得られた両流域の最適モデル定数を図5.6に示し、表面流出発生流量などのモデル特性値を表5.2に示す。以下では、これらのモデルによる検証計算の結果について述べる。

長期流出量の再現誤差を表5.4に示す。日流出高の相対誤差は、10年間の平均では青蓮寺ダム流域で29.5%、室生ダム流域で29.2%となった。一方、観測流量50m³/s以上で評価した10洪水の平均相対誤差は、青蓮寺ダム流域で17.6%、室生ダム流域で37.9%となり、青蓮寺ダム流域では、高山ダム流域には及ばないもののほぼ良好な再現結果が得られた。しかし、室生ダム流域では、洪水時の再現性が不十分である。これは、5.3.1で述べたように、室生ダム流域の流域平均降水量の推定精度が十分でないためと思われる。図5.7～5.9に青蓮寺ダム流域、図5.10～5.12に室生ダム流域の日流出高ハイドログラフの再現結果および大出水時の再現結果をそれぞれ例示する。

5.5.3 3ダム流域への適用結果に関する考察

以上、本節では長短期流出両用モデルの高山ダム、青蓮寺ダムおよび室生ダムへの適用結果を述べ、いずれも実用上十分な結果の得られることを示した。しかし、本来この章で流域面積の大きいダム流域への適用問題を扱った狙いは別の所にあった。それは、大流域と中小流域では長短期流出両用モデルのモデル定数に差が出るのではないかという期待であった。しかし、結果的には特徴的な差はみられず、目的が達成できなかったようである。この問題についていまだ少し考察をしてみたい。

長短期流出両用モデルは、基本的には菅原のタンクモデルに kinematic 流出モデル、補給能モデルの特長を組み合わせた形になっている。とくに、長短期流出両用モデルの第1段タンク最上層は、表面流・中間流を含む斜面流を集中化した形になっている。すなわち、流域全体を左右両斜面条件の等しい1ブロック流域モデルによって表現し、表面流・中間流の複合流形式の雨水流モデル⁵⁾を集中化した形を考えると、次式が成立する⁶⁾。

$$a_1 = \frac{1}{B} \left\{ \frac{B}{B_*} \frac{1+p}{k(1+\alpha)} \right\}^{1/p} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$a_2 = \frac{1}{B} \frac{1}{\left(1 - \frac{b_*}{2B}\right)} \frac{k_1 s}{\lambda} \dots\dots\dots (5.5)$$

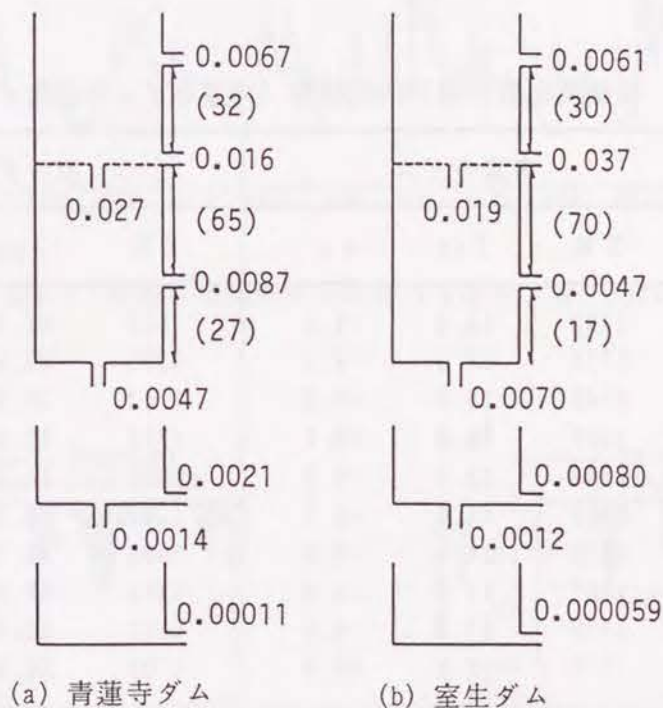


図5.6 最適モデル定数 (mm-h単位)

表5.4 長期流出量の相対誤差評価（青蓮寺ダム・室生ダム流域）

| | 青蓮寺ダム | | | 室生ダム | | |
|------|------------|----------|-----------------|------------|----------|-----------------|
| | ΣR | J_{RE} | ε_q | ΣR | J_{RE} | ε_q |
| 1978 | 1132 | 44.9 | +6.2 | 889 | 30.8 | -23.3 |
| 1979 | 1710 | 28.5 | -8.5 | 1330 | 30.0 | -4.3 |
| 1980 | 2143 | 26.6 | +5.2 | 1742 | 28.3 | -5.1 |
| 1981 | 1508 | 22.8 | +2.1 | 1223 | 32.8 | -4.1 |
| 1982 | 2362 | 22.6 | -6.2 | 1893 | 24.0 | -1.0 |
| 1983 | 1703 | 22.6 | -3.1 | 1396 | 29.2 | +8.4 |
| 1984 | 1230 | 28.4 | -5.8 | 1003 | 33.7 | -1.6 |
| 1985 | 1807 | 29.1 | -1.3 | 1489 | 35.9 | -3.1 |
| 1986 | 1578 | 37.3 | -4.0 | 1270 | 22.9 | -1.8 |
| 1987 | 1370 | 32.5 | +6.4 | 1109 | 24.6 | -9.8 |
| 平均 | 1654 | 29.5 | -1.6 | 1334 | 29.2 | -3.4 |

注) ΣR : 年間降水量(mm), J_{RE} : 日流出高相対誤差(%)
 ε_q : 水収支誤差(%), $\varepsilon_q = (\Sigma Q_c - \Sigma Q_o) / \Sigma Q_o \times 100$

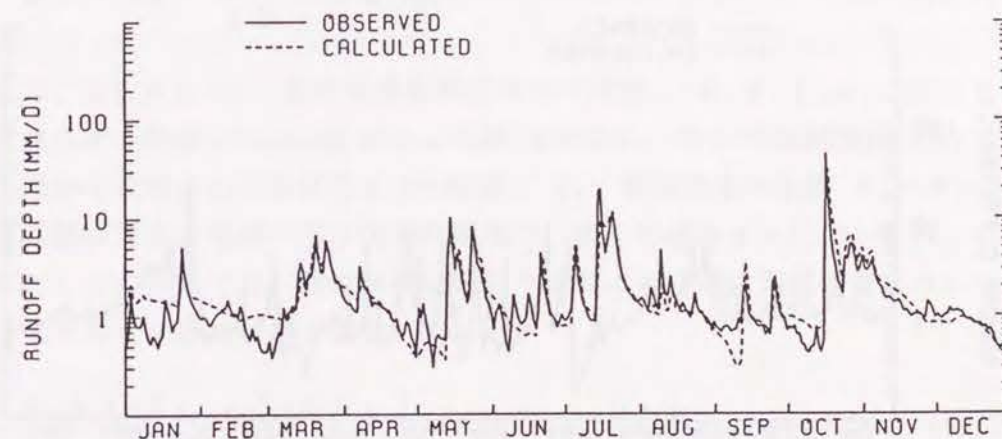


図5.7 長期流出量の再現結果（青蓮寺ダム，1987年）

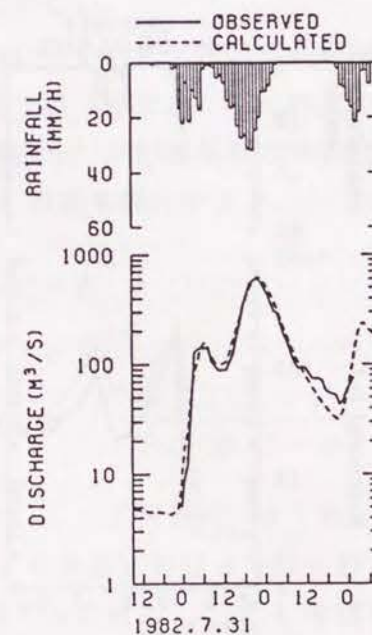


図5.8 大出水時の再現結果（青蓮寺ダム）

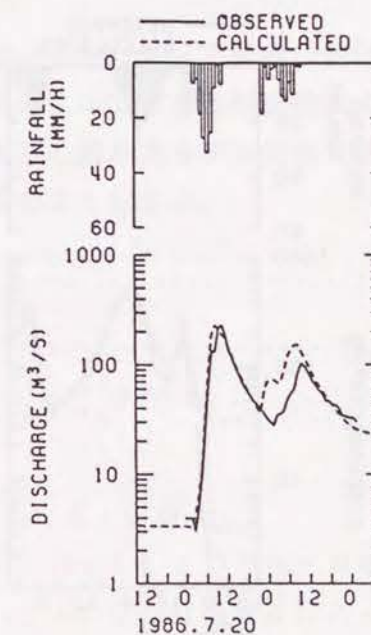


図5.9 大出水時の再現結果（同左）

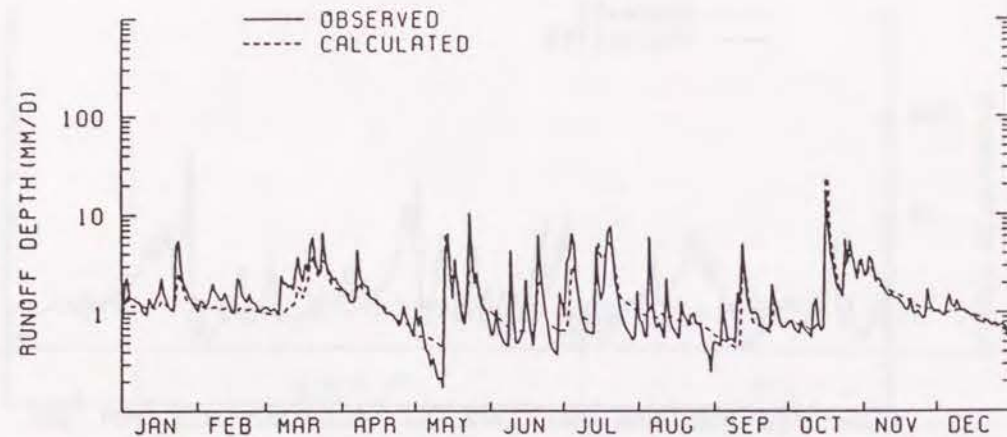


図5.10 長期流出量の再現結果（室生ダム，1987年）

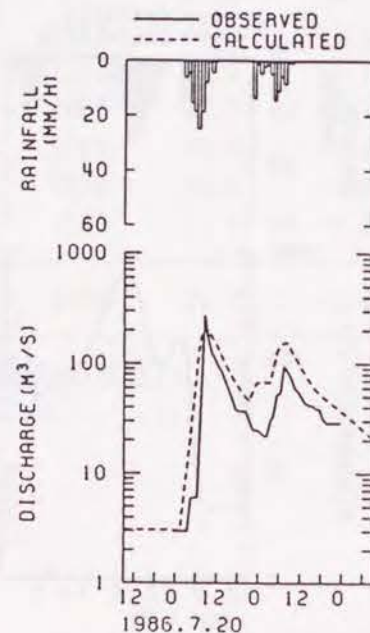
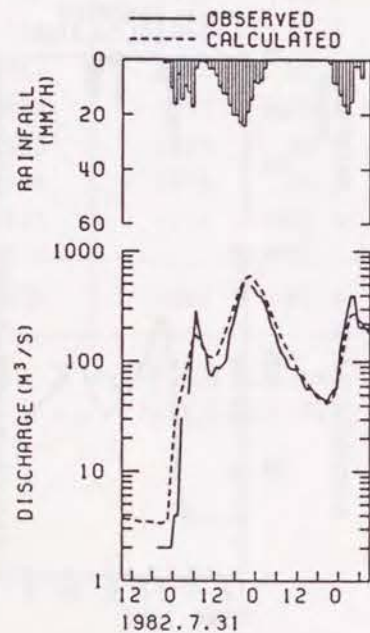


図5.11 大出水時の再現結果（室生ダム） 図5.12 大出水時の再現結果（同左）

$$Z_1 = \left(1 - \frac{b \cdot}{2B}\right) \lambda D \dots\dots\dots (5,6)$$

ここに、 a_1, a_2, Z_1 ：長短期流出両用モデル定数、 $k, p, k_1 s / \lambda, \lambda D$ ：
 雨水流モデル定数、Manning 則によれば $p=0.6$ 、 B ：平均斜面長、 $b \cdot$ ：斜
 面上端から表面流出発生位置までの距離、 $B \cdot$ ：表面流出発生長 $B \cdot = B - b \cdot$ 、
 α ：斜面に対する河道の雨水伝播時間比で、多くの場合 $\alpha \approx 0.15 \sim 0.20$ 。

ただしこの形式では、長短期流出両用モデルにおける中間流出量についてそ
 の上限を考えなければならない。

$$\left. \begin{aligned} Q_2 &= a_2 S_1, & S_1 \leq Z_1 \\ &= a_2 Z_1, & S_1 > Z_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5,7)$$

中間流出にこのような上限を設定した場合は、 Z_1 の最適同定値が10%程度
 小さくなる程度で、他に大きな変化のないことが確かめられている。本節での
 3ダム流域への適用結果には、こうしたことを配慮してこの上限条件をとくに
 入れていない。

(5,4)～(5,6)式では、平均斜面長 B を用いているが、もっと端的に流域面積
 の効果を調べるため、(5,8)式の Hack の法則によって B を流域面積 A に変換
 し、杉山ら⁴⁾が貯留関数の総合化に際して採用した雨水流モデル定数 k と B の
 関係(5,9)式を導入すると、(5,4)式は(5,10)式のようなになる。

$$L = u A^v \dots\dots\dots (5,8)$$

$$k = \rho B^{-\delta} \dots\dots\dots (5,9)$$

$$a_1 = \left\{ \frac{B}{B \cdot} \frac{1+p}{\rho(1+\alpha)} \right\}^{1/p} \left(\frac{1}{2u} A^{1-v} \right)^{\delta/p-1} \dots\dots\dots (5,10)$$

ここに、 L ：主河道長、 A ：流域面積、 u, v, ρ, δ ：係数。

Hack の法則における v は一般に $v=0.52 \sim 0.70 \approx 0.6$ といわれており、雨
 水流モデル定数に $p=0.6$ を想定すると、 a_1 と A の関係は係数 δ によってそ
 の様相が定まる。杉山ら⁴⁾が報告している $\delta \approx 0.25$ を採用するならば、 a_1
 は $A^{-0.23}$ に比例することになり、流域面積が大きくなると a_1 は小さくなる。
 また、 Z_1 は λD によって定まるので、流域面積によらずほぼ一定と考えられ

る。一方、 $k_1 s / \lambda$ とBの関係が明確でないため a_2 についての議論は難しい。

さて、高山ダム残流域は、青蓮寺ダム・室生ダム流域に比べると約4倍の面積を持つが、同定された a_1 の間(図5.2(a), 図5.6)には、実用上ほとんど差がみられない。 Z_1 や a_2 の間には多少の差がみられるが、流域の地質条件の差異や計算に用いた流域平均降水量のあいまいさを考えると、積極的な面積効果の議論は難しいように思われる。

ちなみに(5.10)式によって、面積が大きくなるに伴い a_1 の値がどの程度小さくなるかを見てみると、

| | | | |
|-----|-----|----------|------|
| 面積比 | 1倍 | a_1 の比 | 1倍 |
| | 4倍 | | 0.7倍 |
| | 20倍 | | 0.5倍 |

となって、よほど大面積のものと比較しないと明確な答は出ないようである。

さらに、長短期流出両用モデルはパラメータの数が多く、いくつかの定数の組合せによって多少の誤差も吸収できる能力を持っている。このこともまた面積効果を明示できない理由の一つと考えられる。

一方、図5.2(a), (b)のパラメータ間にはかなり明瞭な差が出ている。流域遅れ時間を導入しない場合のモデル定数は、河道の伝播時間の表現を含めた定数に相当し、流域遅れ時間を導入した場合のモデル定数は、河道の伝播時間を流域遅れ時間によって陽に表現した場合の定数に相当すると考えられる。しかし、ここで採用した流域遅れ時間は、貯留関数モデルで得られている式を便宜的に用いて求めたものであって、流域遅れ時間の計算法に別のものを採用すれば、モデル定数もそれに応じた値が同定されることが予想される。流域遅れ時間をどの程度見込むのが最善かという問題も今後に残された問題の一つであろう。

5.6 高山ダム流域における洪水流量の実時間予測

5.6.1 遅れ時間の扱い

高山ダム、青蓮寺ダム、室生ダムの各流域において、それぞれ洪水流量の実時間予測を試みる。高山ダム流域のモデルには、Model Bを採用する。Model Bの放流量河道伝播時間および流域遅れ時間の推定に際しては、上流2ダムのピーク放流量と高山ダムピーク流入量を利用していたが、実時間予測ではこれ

らを事前に知ることはできない。またこの流域では、時間単位の観測資料を利用しているため、遅れ時間は整数値とした方が扱いが簡便である。そこで、全出水の平均値に基づいて、青蓮寺ダム・室生ダムからの放流量河道伝播時間をそれぞれ1時間、2時間とし、流域遅れ時間を1時間とすることにした。

このような遅れ時間を採用して検証計算を行ったところ、観測流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価した洪水時の平均相対誤差は14.0%となり、先に示した Model Bの再現性と大差ないことが確かめられている。

5.6.2 洪水予測システム

すでに第4章において、長短期流出両用モデルにカルマンフィルター理論に基づく状態修正法を導入した2つの洪水予測システムを提示しているが、本章では、最上層水深を状態変量としてこれを拡張カルマンフィルターで推定する洪水予測システムIを採用する。

ここでは、3時間先までの洪水流量予測を行うが、その際、青蓮寺ダム・室生ダム流域では3時間先まで、高山ダム流域では、流域遅れ時間を1時間としているため、2時間先までの予測雨量が必要となる。降雨予測法(外挿法)には、現時点降雨継続法を採用する。この方法は、最も単純な方法にもかかわらず比較的良好な結果が得られることが確かめられている。また、降雨予測が流量予測精度に与える影響を調べるため、将来の雨量系列を既知とした場合についても併せて検討する。

また、2時間先までの青蓮寺ダムの放流量および1時間先までの室生ダムの放流量も必要となるが、上流2ダムでも洪水流量予測を行うことから、放流量は事前に決定されるものとして、これらを既知とする。

5.6.3 洪水予測システムの適用結果

対象とする出水は、モデルの検証に用いた10出水である。出水直前の初期貯留水深には、先のモデル適用で各出水ごとに求められたものを用いる。システム雑音、観測雑音の分散を決める係数 λ 、 μ には、幾通りかの組合せのなかで最も予測精度が良好と判断された値として、高山ダム流域では $\lambda = 0.05$ 、 $\mu = 0.15$ を、青蓮寺ダム・室生ダム流域では $\lambda = 0.05$ 、 $\mu = 0.10$ を採用することにした。なお、カルマンフィルターを導入しない非修正モデルについても同様の予測計算を行い結果を比較する。

以上のような適用条件のもとに、1～3時間先の予測計算を行った。各種洪水予測法による予測精度は、表5.5～5.7のようにまとめられる。得られた結果を要約すると次のようである。

1) 高山ダム流域では、予測システムⅠによる1時間先流量の予測精度は、非修正モデルのそれを改善しており、フィルタリングの効果が認められるが、2～3時間先予測では、非修正モデルでも十分な予測精度が得られていることもあって、その効果は小さくなっている。

2) 高山ダム流域では、将来の雨量を既知とした場合の予測精度は、2時間先予測でも現時点降雨継続法による予測雨量を用いた場合とほとんど差がなく、3時間先予測で初めて多少差が生じる。すなわち、高山ダムでは、3時間先までの予測を対象とする限り、降雨予測精度が流量予測精度に与える影響は比較的小さい。

3) 青蓮寺ダム・室生ダム流域では、予測システムⅠによる1～3時間先流量の予測精度は、非修正モデルのそれを大きく改善しており、フィルタリングの効果が明らかである。

4) 青蓮寺ダム・室生ダム流域では、将来の雨量を既知とした場合の3時間先流量の予測精度は、現時点降雨継続法による予測雨量を用いた場合よりもかなり良好である。すなわち、これらの流域では、3時間先予測ともなると降雨予測精度が流量予測精度にかなり影響を与える。

予測システムⅠで現時点降雨継続法による予測雨量を採用した場合の1, 3時間先予測例を、高山ダム流域について図5.13～5.16に、青蓮寺ダム流域について図5.17～5.20に、室生ダム流域について図5.21～5.24にそれぞれ示す。高山ダム流域では、3時間先予測でも申し分のない結果が得られている。これは、当初同定したモデルの精度が良好であったこと、上流2ダムからの放流量を既知としていること、1時間の流域遅れ時間を導入しているため3時間先流量予測の場合、降雨予測は2時間先まででよいこと、などによると思われる。流域遅れ時間が長い大河川流域は、遅れ時間の分だけ降雨予測が不要であるから、実時間流量予測には有利といえることができる。

5.7 結 語

本章では、淀川水系木津川上流に位置する高山ダム流域とその上流支流域で

表5.5 各種洪水予測法の相対誤差評価（高山ダム流域）

| 流出予測法 | 非修正モデル | | | 予測システムⅠ | | | 予測システムⅠ | | |
|------------|------------|-------|-------|------------|-------|-------|-----------|-------|-------|
| | a) 現時点降雨継続 | | | a) 現時点降雨継続 | | | d) 将来降雨既知 | | |
| 出水日時 | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h |
| 1979. 6.26 | 4.9 | 9.3 | 19.2 | 6.3 | 9.7 | 17.0 | 6.3 | 6.1 | 6.2 |
| 1982. 7.18 | 19.0 | 19.0 | 18.8 | 34.6 | 36.1 | 36.6 | 34.6 | 36.1 | 36.8 |
| 1982. 7.31 | 7.4 | 7.7 | 10.5 | 6.0 | 8.3 | 11.8 | 6.0 | 7.3 | 7.8 |
| 1982. 9.10 | 9.9 | 9.6 | 9.2 | 6.1 | 9.8 | 11.5 | 6.1 | 9.5 | 10.4 |
| 1983. 8.15 | 19.7 | 19.5 | 20.7 | 8.0 | 11.5 | 16.2 | 8.0 | 11.6 | 15.0 |
| 1984. 6.21 | 8.4 | 6.7 | 10.8 | 5.7 | 4.6 | 9.3 | 5.7 | 6.0 | 7.0 |
| 1984. 6.25 | 24.2 | 20.4 | 32.1 | 10.3 | 10.7 | 27.2 | 10.3 | 15.1 | 18.1 |
| 1985. 6.24 | 15.3 | 16.1 | 21.4 | 12.9 | 15.3 | 21.7 | 12.9 | 15.3 | 16.9 |
| 1985. 6.29 | 8.4 | 8.8 | 8.3 | 7.7 | 7.9 | 8.7 | 7.7 | 7.9 | 9.2 |
| 1986. 7.20 | 22.9 | 22.5 | 28.7 | 13.0 | 18.9 | 27.8 | 13.0 | 17.6 | 19.9 |
| 平均相対誤差 | 13.7 | 13.7 | 17.4 | 9.2 | 12.0 | 17.3 | 9.2 | 11.6 | 13.1 |
| R M S E | 111.8 | 113.7 | 143.4 | 89.7 | 102.8 | 141.5 | 89.7 | 100.1 | 107.1 |

注1) 1h, 2h, 3h はそれぞれ1, 2, 3時間先予測に対応。

注2) 相対誤差(%), 平均2乗誤差平方根R M S E (m^3/s)ともに観測流量 $300m^3/s$ 以上で評価。

表5.6 各種洪水予測法の相対誤差評価（青蓮寺ダム流域）

| 流出予測法 | 非修正モデル | | | 予測システム I | | | 予測システム I | | |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|-------------|--------------|--------------|-------------|--------------|--------------|
| 降雨予測法 | a) 現時点降雨継続 | | | a) 現時点降雨継続 | | | d) 将来降雨既知 | | |
| 出水日時 | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h |
| 1979. 6. 26 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 1982. 7. 18 | 26.0 | 39.7 | 47.5 | 13.6 | 22.7 | 33.1 | 16.0 | 27.7 | 33.9 |
| 1982. 7. 31 | 17.7 | 20.7 | 28.6 | 9.7 | 15.6 | 24.6 | 9.7 | 14.3 | 15.7 |
| 1982. 9. 10 | 9.4 | 15.0 | 23.6 | 6.4 | 13.8 | 21.9 | 6.3 | 10.1 | 11.7 |
| 1983. 8. 15 | 10.7 | 13.6 | 21.9 | 7.5 | 13.6 | 20.3 | 7.8 | 10.2 | 11.6 |
| 1984. 6. 21 | 25.5 | 28.5 | 40.6 | 14.9 | 23.1 | 36.1 | 12.6 | 27.6 | 25.7 |
| 1984. 6. 25 | 30.2 | 46.9 | 71.3 | 9.3 | 33.0 | 67.8 | 12.5 | 19.0 | 26.6 |
| 1985. 6. 24 | 15.0 | 20.0 | 35.4 | 11.1 | 16.1 | 25.2 | 12.0 | 19.1 | 22.3 |
| 1985. 6. 29 | 12.3 | 11.8 | 16.8 | 4.7 | 7.9 | 14.0 | 7.2 | 12.0 | 14.7 |
| 1986. 7. 20 | 36.2 | 42.9 | 51.5 | 12.6 | 22.1 | 31.6 | 11.5 | 18.3 | 24.4 |
| 平均相対誤差 R M S E | 18.0 30.3 | 22.3 42.3 | 31.4 62.4 | 9.1 20.4 | 16.0 36.8 | 25.1 58.3 | 9.5 18.8 | 14.9 25.8 | 17.6 28.4 |

注1) 1h, 2h, 3h はそれぞれ1, 2, 3時間先予測に対応。

注2) 相対誤差(%), 平均2乗誤差平方根R M S E (m^3/s)ともに観測流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価。

注3) 1979. 6. 26の出水は、観測流量が $50\text{m}^3/\text{s}$ 未満であったため評価の対象としていない。

表5.7 各種洪水予測法の相対誤差評価（室生ダム流域）

| 流出予測法 | 非修正モデル | | | 予測システム I | | | 予測システム I | | |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 降雨予測法 | a) 現時点降雨継続 | | | a) 現時点降雨継続 | | | d) 将来降雨既知 | | |
| 出水日時 | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h | 1h | 2h | 3h |
| 1979. 6. 26 | 22.0 | 26.6 | 29.1 | 12.0 | 21.1 | 29.6 | 9.8 | 13.4 | 14.8 |
| 1982. 7. 18 | 22.3 | 21.7 | 50.3 | 19.4 | 24.0 | 53.9 | 23.0 | 30.2 | 35.7 |
| 1982. 7. 31 | 26.6 | 29.4 | 33.2 | 15.0 | 23.2 | 30.8 | 15.0 | 19.3 | 22.5 |
| 1982. 9. 10 | 39.2 | 44.7 | 59.1 | 9.9 | 21.9 | 41.6 | 7.0 | 13.1 | 18.8 |
| 1983. 8. 15 | 116.7 | 122.5 | 131.6 | 11.1 | 23.7 | 39.1 | 10.3 | 20.5 | 28.2 |
| 1984. 6. 21 | 25.8 | 22.8 | 32.1 | 20.3 | 23.9 | 35.4 | 21.1 | 27.2 | 30.5 |
| 1984. 6. 25 | 34.1 | 36.7 | 58.4 | 20.2 | 37.4 | 72.8 | 22.3 | 29.8 | 34.1 |
| 1985. 6. 24 | 14.0 | 18.2 | 43.3 | 10.5 | 17.3 | 41.7 | 14.0 | 20.5 | 24.2 |
| 1985. 6. 29 | 30.1 | 32.6 | 44.6 | 19.6 | 23.6 | 34.5 | 19.8 | 21.6 | 21.5 |
| 1986. 7. 20 | 74.7 | 83.4 | 100.2 | 15.2 | 31.4 | 59.0 | 11.3 | 15.5 | 18.4 |
| 平均相対誤差 R M S E | 38.6 49.4 | 42.2 59.3 | 52.8 81.1 | 14.7 27.1 | 23.7 46.1 | 38.8 72.3 | 14.3 27.4 | 19.4 33.6 | 22.8 36.0 |

注1) 1h, 2h, 3h はそれぞれ1, 2, 3時間先予測に対応。

注2) 相対誤差(%), 平均2乗誤差平方根R M S E (m^3/s)ともに観測流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ 以上で評価。

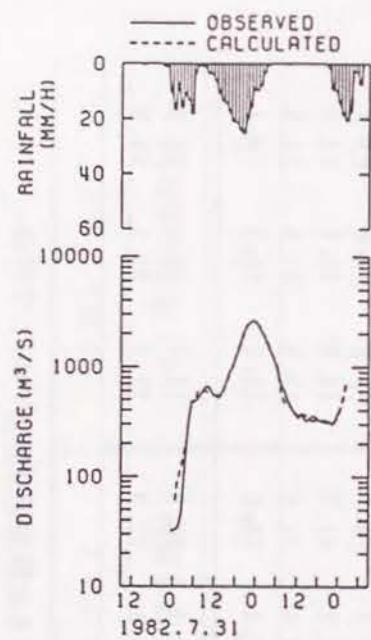


図5.13 1時間先予測結果（高山ダム）

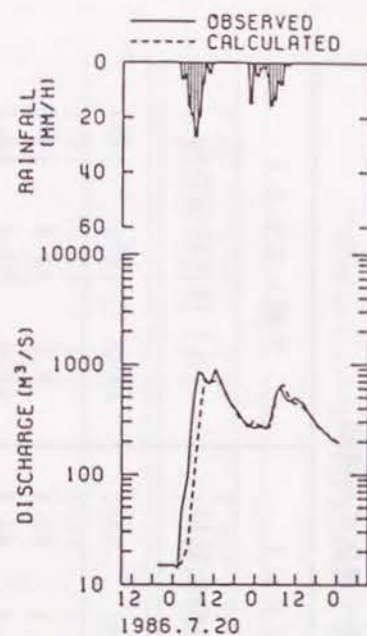


図5.14 1時間先予測結果（同左）

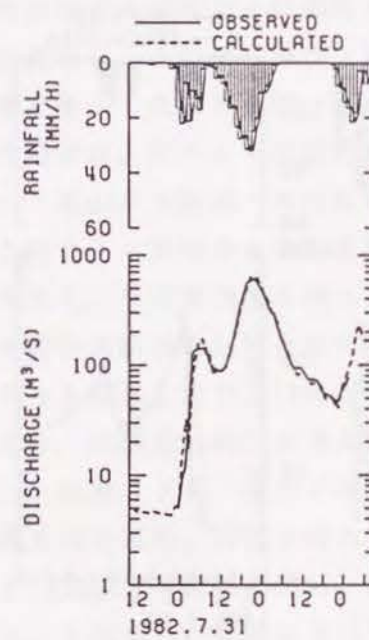


図5.17 1時間先予測結果（青蓮寺ダム）

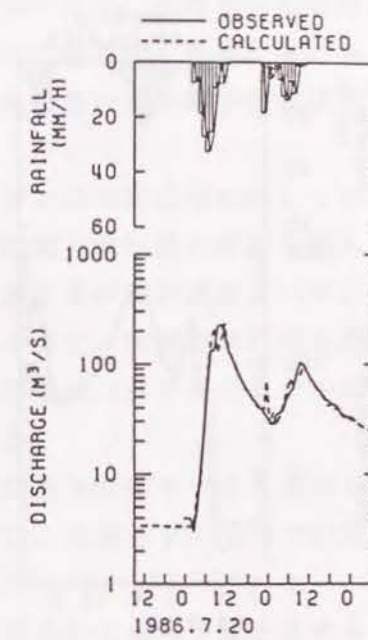


図5.18 1時間先予測結果（同左）

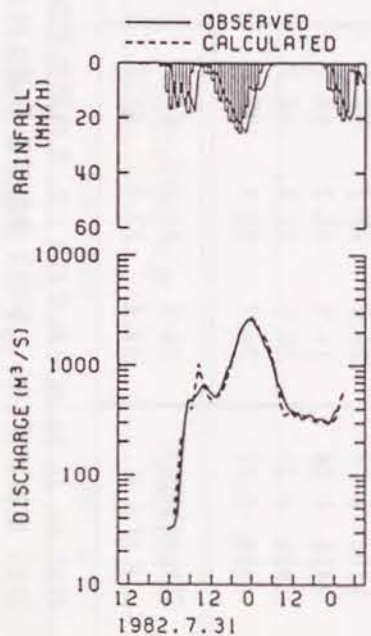


図5.15 3時間先予測結果（高山ダム）

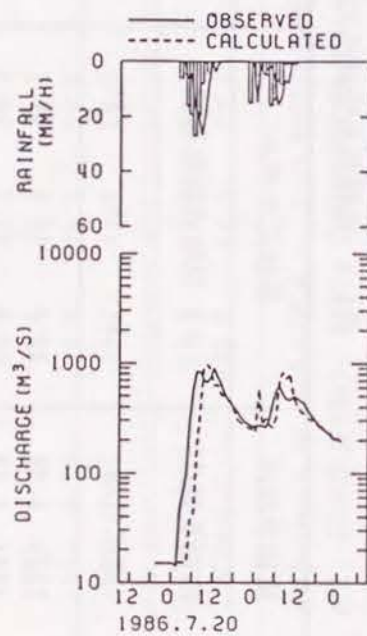


図5.16 3時間先予測結果（同左）

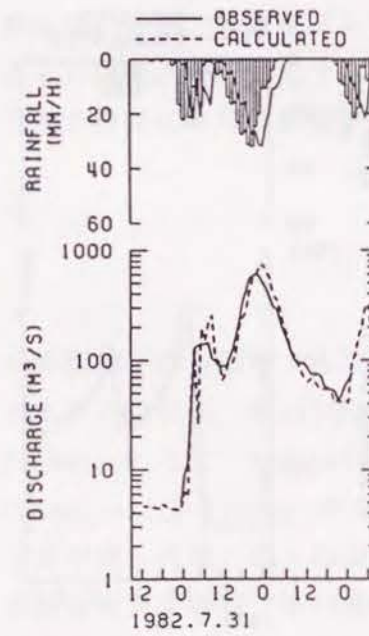


図5.19 3時間先予測結果（青蓮寺ダム）

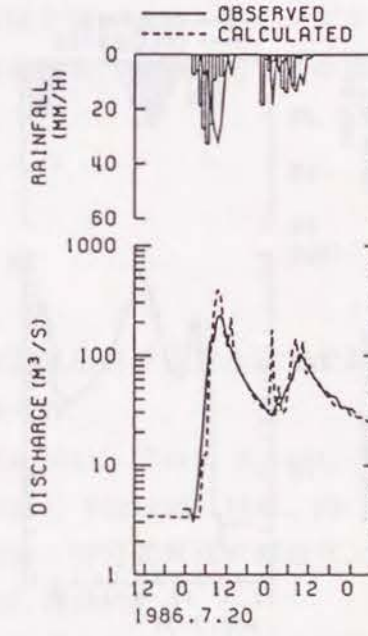


図5.20 3時間先予測結果（同左）

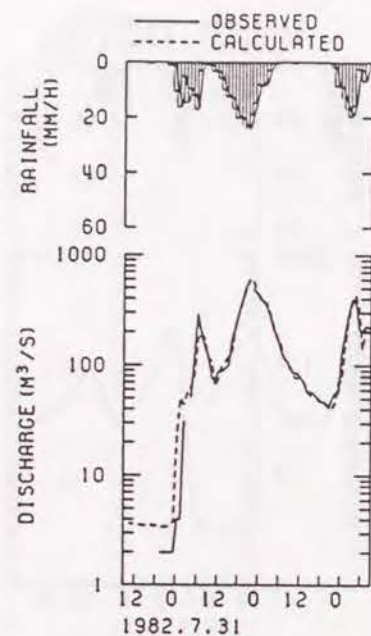


図5.21 1時間先予測結果（室生ダム）

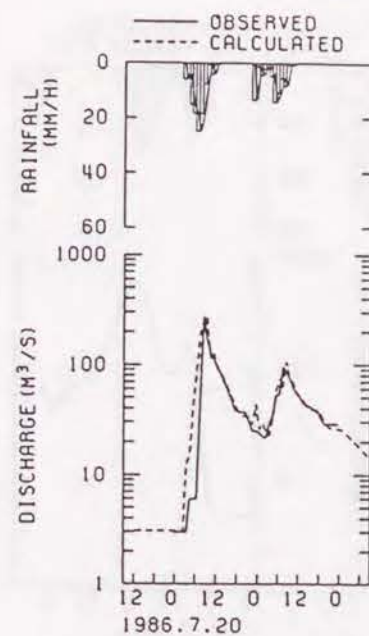


図5.22 1時間先予測結果（同左）

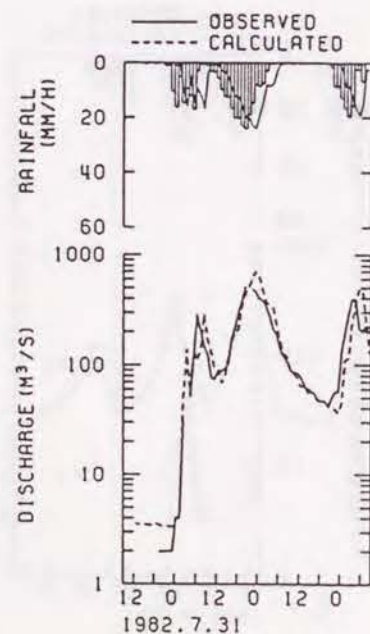


図5.23 3時間先予測結果（室生ダム）

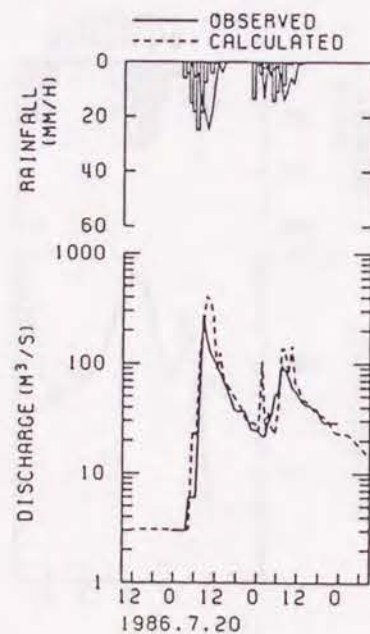


図5.24 3時間先予測結果（同左）

ある青蓮寺ダム流域および室生ダム流域を対象として、長短期流出両用モデルを同定適用し、このモデルの大河川ダム流域への適応性を吟味した。さらに、第4章で提示した洪水予測システムによる洪水流量の実時間予測も試みた。得られた結果は、次のように要約される。

1) 高山ダム流域への長短期流出両用モデルの同定適用に際しては、洪水時に上流2ダム流域からの放流量の河道伝播時間と流域遅れ時間を導入したモデルを考え、その再現性を調べたところ、日流出高の相対誤差は17%、10出水時の平均相対誤差も14%とかなり良好な結果を得た。流域遅れ時間を導入しないモデルも検討したが、10出水時の平均相対誤差が18%と先のモデルに比べてやや劣り、流域遅れ時間の導入効果が示された。

2) 青蓮寺ダム・室生ダム流域にも長短期流出両用モデルを適用した。日流出高の相対誤差、10出水時の平均相対誤差は、青蓮寺ダム流域で30%、18%となり、室生ダム流域で29%、38%となった。

3) それぞれの流域において、第4章で提示した洪水予測システムIによる3時間先までの洪水流量予測を行った。高山ダム流域では、当初同定したモデルの再現性が良好であること、流域遅れ時間の導入によって降雨予測の先行時間が短くて済むこともあって、3時間先予測でもその予測精度はきわめて良好であった。一方、青蓮寺ダム・室生ダム流域では、フィルタリング手法の導入によって、1, 2時間先予測は精度よく行えるが、3時間先予測の精度は、降雨予測の精度にかなり影響されやすい。

参考文献

- 1) 永井明博・四方田穆：吉井川流域の長短期流出解析と洪水流量予測，農業土木学会論文集，第147号，1990，pp.95-102.
- 2) Penman, H. L.: Vegetation and Hydrology, Tech. Commun. No.53, Commonwealth Bureau of Soils, Harpenden, England, 1963, pp.40-43.
- 3) 永井明博・角屋 睦・杉山博信・鈴木克英：貯留関数法の総合化，京都大学防災研究所年報，第25号B-2，1982，pp.207-220.
- 4) 杉山博信・角屋 睦・永井明博：総合貯留関数モデルに関する研究，農業土木学会論文集，第134号，1988，pp.69-75.

- 5) 角屋 睦：流出解析手法(その7)－中間流出モデルによる洪水流出解析－，農業土木学会誌，第48巻7号，1980，pp. 51-55.
- 6) 角屋 睦・田中丸治哉・竹田正俊：長短期流出両用モデルと流域スケール効果，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，1991，Ⅱ-35.

第6章 長短期流出両用モデル による実時間渇水予測

6.1 概説

水資源賦存量は、季節的にも地域的にも偏在しているから、自然の状態で利用できる水量には限界がある。需要量に見合う水量を安定的に供給して利用するためには、水資源の開発と有効利用のための方策が必要となるが、利水ダムによる河川水の貯留・調節は、その最も有力な手段の一つである。

しかしながら、急速な産業の発展や人口の大都市圏への集中が水の需要量を急増させ、さらにライフスタイルの変化に伴う水消費量の増加がこれに拍車をかけている。これに対応するための水供給体制の確立は容易ではない。利水ダムの建設による水資源の開発には、長い年月を必要とするし、近年では、ダムの建設コストが急激に上昇している。すなわち、新規の水資源開発による対応には限界がある。このような水需給のアンバランスは、結果として渇水の危険性を増大させている。実際、利根川水系、木曽川水系、淀川水系など、大都市を擁する主要水系では、渇水が頻発する傾向にある¹⁾。

このような現状に対処する方法は、節水に努めるとともに、現有施設の有効利用を図ることである。利水ダムの有効利用には、ダム貯水池の操作・運用の良否が大きく関わっている。とくに、渇水時には、事前にその規模を予測して放流量を適切に制御すれば、渇水による被害を最小限に止めることができるであろう。こうしたダム操作のためには、数日先～数カ月先の流況が予測できれば、その情報に基づいて最も適切な操作を選択することができ都合である。このような流況予測には、降水量の長期予測が不可欠であるが、現段階の気象予報の精度からみて定量的な予測はきわめて困難である。このため、これまで既往水文資料の統計的分析に基づく予測法が重点的に研究されてきた。たとえば、その代表的なものとして、吉川・竹内²⁾によって提案された渇水持続曲線法が挙げられる。しかし、時々刻々の観測情報を活用した実時間的な流況予測については、これまであまり研究が行われていない。

本章では、長短期流出両用モデルを利用した実時間的な渇水流量予測について検討する。研究対象流域は、滋賀県愛知川上流の永源寺ダム流域とする。以

下では、まず長短期流出両用モデルの適用結果について述べた後、モデルに簡便な状態修正法を導入して、その効果を検討する。次いで、渇水時を想定した予測少雨時系列をモデルに入力して、3カ月前までの渇水流量予測を行い、その予測精度を検討した結果を示す。

6.2 流出モデルの適用と状態修正

6.2.1 解析資料

研究対象とする永源寺ダム流域（流域面積131.5km²）では、第3章に示したように、すでに長短期流出両用モデルの同定適用が行われている。本章の解析には、1974年10月～1988年12月の約14年間の資料を用いる。解析資料の扱いは3.3に示した通りで、ここでは説明を省略する。なお、流域平均降水量の推定法にはB法を採用する。

6.2.2 流出モデルの適用結果

まず、すでに同定されている図3.8(b)の最適モデル定数（Model B）を用いて、約14年間の検証計算を行った。この結果、日流出高の相対誤差は、1975～1988年の14年間の平均で29.8%となった。また、観測流量100m³/s以上で評価した30出水の平均相対誤差は25.9%となった。

6.2.3 提案する状態修正簡便法

長短期流出両用モデルを流況予測に適用するにあたっては、流域平均降水量の推定誤差などの影響を消去して、予測流量を観測流量に近づけるよう、モデルに状態修正法を導入する。第4章で提示した洪水予測システムと同様にカルマンフィルター理論に基づく状態修正法を導入することも考えられるが、ここでは、より簡便な状態修正法を採用することにした。これは、日流出高の計算値を観測値に近づけるよう、流域平均日降水量と日蒸発散量を修正することによって、モデルの状態変量（タンク貯留水深）を修正する方法である。その概要は以下の通りである。

① 降雨日で日流出高の計算値が観測値より過小（過大）ならば、降水量を増す（減ずる）ように修正し、無降雨日で日流出高の計算値が観測値よりも過小（過大）ならば、蒸発散量を減ずる（増す）ように修正する。なお、計算値

と観測値の相対誤差がしきい値 ε 以下であれば修正しない。

② 修正は降水量、蒸発散量を ω 倍することにより行う。ただし、 ω には上下限（ $1 - \Delta\omega \leq \omega \leq 1 + \Delta\omega$ ）を設定し、これを越える修正はしない。 ω が上下限内に収まるときは、計算値と観測値が合致するような ω をはさみうち法で求める。その際、相対誤差が ε 以下になったところで収束とみなす。

6.2.4 状態修正の効果

状態修正の効果を明らかにするため、予測降水量および予測蒸発量にそれらの観測値を採用して、90日先までの流況予測を試みる。著者の提案する状態修正簡便法の適用に際しては、 ε と $\Delta\omega$ の2個のパラメータを決定する必要がある。そこで、 ε を10%、20%、 $\Delta\omega$ を0.5、1.0とした合計4通りのパラメータの組合せについて、それぞれ予測精度を調べることにした。また、状態修正を行わない非修正モデルについても同様の予測計算を行い結果を比較する。

1974年10月から約14年間、状態修正を行いながら、毎日90日先までの予測計算を行った。予測結果は、ダム地点の日流出高に対する0日先（予測当日）から90日先までの予測日流出高の相対誤差で評価した。

予測日流出高の相対誤差を表6.1に示す。得られた結果を要約すると次のようである。

1) いずれの場合も状態修正の効果は、30日程度でほぼ無くなり、以後は非修正の場合と大差ない。

2) ε を小さくして修正を厳しくすると、15日先程度までの予測精度は向上するが、それ以後の予測精度はやや悪くなる。

3) $\Delta\omega$ を大きくすると予測精度がやや向上するが、 $\Delta\omega = 1$ すなわち $0 \leq \omega \leq 2$ とすると、雨天日の降水量を0にするような極端な修正も許容することになる。 ω の値を調べると、実際に上限値ないしは下限値による修正が頻繁に行われており、やや不自然である。

以上の結果を総合的に判断して、次の渇水流量予測においては、状態修正簡便法の適用に際して、 $\varepsilon = 20\%$ 、 $\Delta\omega = 0.5$ を採用することにした。

6.3 予測少雨時系列を用いた渇水流量予測

6.3.1 予測少雨時系列と予測蒸発量の設定

表6.1 予測日流出高の相対誤差評価(%)

| ε | 10% | 20% | 10% | 20% | 非修正 |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\Delta \omega$ | 0.5 | 0.5 | 1.0 | 1.0 | |
| 0 | 20.59 | 21.76 | 18.49 | 19.76 | 29.69 |
| 1 | 23.81 | 24.29 | 23.22 | 23.60 | 29.69 |
| 2 | 24.46 | 24.85 | 23.73 | 23.97 | 29.71 |
| 3 | 25.18 | 25.57 | 24.24 | 24.50 | 29.73 |
| 4 | 25.58 | 25.97 | 24.62 | 24.83 | 29.74 |
| 5 | 25.96 | 26.33 | 24.97 | 25.19 | 29.75 |
| 10 | 27.51 | 27.67 | 26.74 | 26.78 | 29.75 |
| 15 | 28.47 | 28.50 | 28.00 | 27.94 | 29.77 |
| 20 | 29.02 | 28.99 | 28.73 | 28.63 | 29.78 |
| 25 | 29.33 | 29.26 | 29.13 | 29.02 | 29.78 |
| 30 | 29.51 | 29.45 | 29.37 | 29.24 | 29.79 |
| 40 | 29.66 | 29.58 | 29.56 | 29.44 | 29.77 |
| 50 | 29.76 | 29.68 | 29.70 | 29.59 | 29.78 |
| 60 | 29.83 | 29.74 | 29.78 | 29.67 | 29.80 |
| 70 | 29.86 | 29.78 | 29.83 | 29.72 | 29.80 |
| 80 | 29.91 | 29.82 | 29.89 | 29.78 | 29.83 |
| 90 | 29.96 | 29.88 | 29.94 | 29.84 | 29.87 |

注) 右端の数字は予測先行日数。

渇水をもたらすような少雨を事前に予測することは、現段階ではきわめて困難であるが、利水ダムにおいては、常に渇水に備えた管理が必要とされる。そこで、数年に一度の渇水を想定した流況予測シミュレーションを実時間的に行い、これを貯水池操作のための情報として提供することを考える。以下では、予測少雨時系列の設定法について述べる。

まず、予測旬降水量を設定する。N年分の降水量資料があるとき、 τ 時点を超えてm旬先までの予測旬降水量を以下のような手順で設定する。

① τ 時点からm旬先までの累加降水量 $R_j(m|\tau)$ を求める。ここに、jはj年目を表し $1 \leq j \leq N$ とする。

② τ 時点からm旬先までに危険率 P_k で期待できる累加降水量 $g_k(m|\tau)$ を次式で求める。

$$g_k(m|\tau) = k\text{-th smallest } R_j(m|\tau) \dots\dots\dots (6.1)$$

$$j=1, \dots, N$$

③ τ 時点からm旬目の危険率 P_k (あるいは確率渇水年 $T_k = 1/P_k$) の予測旬降水量 $\hat{r}_k(m|\tau)$ を次式で求める。

$$\hat{r}_k(m|\tau) = g_k(m|\tau) - g_k(m-1|\tau) \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに、危険率(非超過確率) P_k は、Weibull plot 公式によると次式で与えられる。

$$P_k = k/(N+1) \dots\dots\dots (6.3)$$

次いで、予測旬降水量に基づいて予測日降水量を設定する。ここでは、降雨日を旬の初めに集中させ、他は無降雨とする簡単な方法を採用する。降雨日数は、旬ごとの平年降雨日数とし、日降水量は、旬降水量をその降雨日数で除して求めたものとする。

蒸発量は、年ごとの変動が降水量のそれに比べてかなり小さい。そこで、予測蒸発量には、各月ごとに求められる月平均日蒸発量の平年値を採用する。この予測日蒸発量に基づいて予測期間の蒸発散量を推定する。

6.3.2 適用結果

前項の手順で求められる予測少雨時系列および予測蒸発量を長短期流出両用

モデルに入力して、1975～1988年の14年間について渇水流量予測を行った。予測少雨時系列には、14年間の流域平均降水量資料に基づいて、 $k = 1, 2, 3$ 、すなわち15年、7年、5年確率少雨の3ケースを設定する（ $k = 2$ の場合は7.5年確率であるが、これを7年確率と表記する）。ここでは、永源寺ダムが農業用利水ダムであることを考慮して、灌漑期の5～9月の1日を起点として9旬先（3カ月先）までの予測計算を行う。なお、予測少雨時系列・予測蒸発量の設定が流量予測精度に与える影響を調べるため、それらに観測値を用いた場合の予測計算も行う。また、平時の流出モデルの運用については、状態修正を行う場合（A法）と状態修正を行わない場合（B法）をそれぞれ検討する。

実際に15年、7年、5年確率少雨が生じた年のみを対象として評価した1～9旬先までの累加流出高の相対誤差を表6.2に示す。予測計算の起点は5～9月の5通り、確率年は3通りであるから、各予測先行期間の誤差評価に用いたデータ数は、それぞれ15個である。得られた結果を要約すると次のようである。

1) A法、B法ともにほぼ良好な結果が得られている。その予測結果に大きな差はないが、1カ月先まではA法の方が精度が良く、それ以後は同程度ないしはB法の方がやや精度が良い。すなわち、状態修正の効果が及ぶのは1カ月先程度までである。

2) 当初設定した予測少雨時系列・予測蒸発量を用いた場合とそれらに観測値を用いた場合とでは、予測精度にあまり差はない。すなわち、累加流出高で評価する限り、予測期間の降雨波形の単純化は、予測精度に大きな影響を与えない。

予測少雨時系列・予測蒸発量を用い、A法を採用した場合の予測結果を例示する。図6.1、6.2に渇水年に相当する1978年と1987年における累加降水量および累加流出高の予測例を示す。これらの図で、実線、点線、破線、一点鎖線は、それぞれ観測値、15年、7年、5年確率の予測値を示している。図6.3には、誤差評価の対象とした累加流出高の観測値と予測値を比較した結果を示す。流出モデルの再現性が不十分な秋期の10～11月を予測期間に含む場合、予測値が過大になるという問題点もあるが、1～9旬先の累加流出高の相対誤差は、いずれも20%以下であり、ほぼ良好な予測結果が得られているといえよう。

6.3.3 季節別渇水持続曲線法との比較

渇水時の流量を予測する手法として、竹内・富田・伊藤³⁾によって提案され

表6.2 予測累加流出高の相対誤差評価(%)

| 降雨予測法 | 予測少雨時系列 | | 将来降雨既知 | |
|-------|---------|------|--------|------|
| 流出予測法 | A法 | B法 | A法 | B法 |
| 1旬先 | 15.5 | 17.6 | 14.5 | 16.9 |
| 2旬先 | 8.8 | 9.0 | 12.3 | 12.3 |
| 3旬先 | 15.7 | 18.1 | 18.8 | 19.6 |
| 4旬先 | 17.6 | 17.6 | 19.0 | 18.3 |
| 5旬先 | 18.9 | 18.3 | 18.2 | 17.5 |
| 6旬先 | 16.7 | 16.8 | 16.8 | 16.4 |
| 7旬先 | 16.2 | 15.7 | 15.9 | 15.5 |
| 8旬先 | 17.8 | 17.3 | 15.7 | 15.2 |
| 9旬先 | 19.2 | 19.0 | 18.2 | 17.7 |

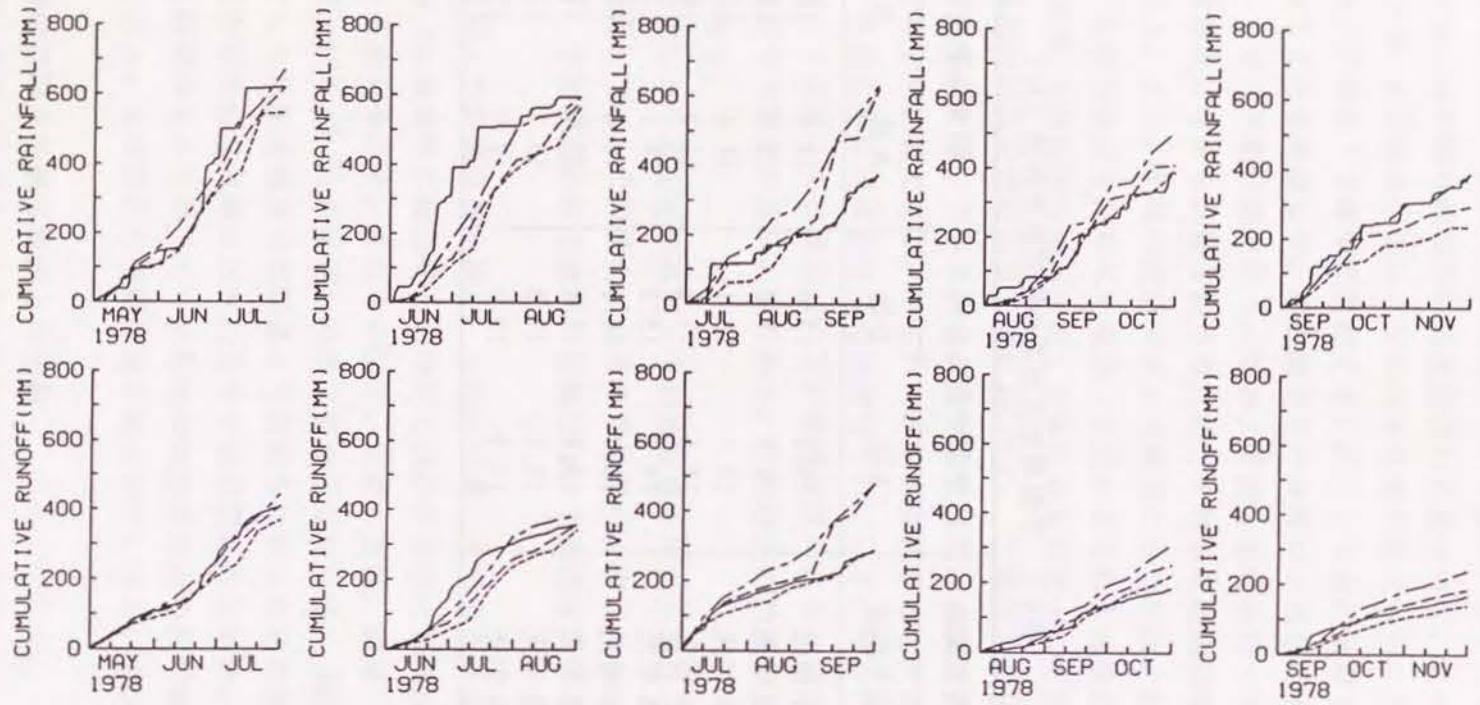


図6.1 累加降水量および累加流出高の予測結果 (1978年)

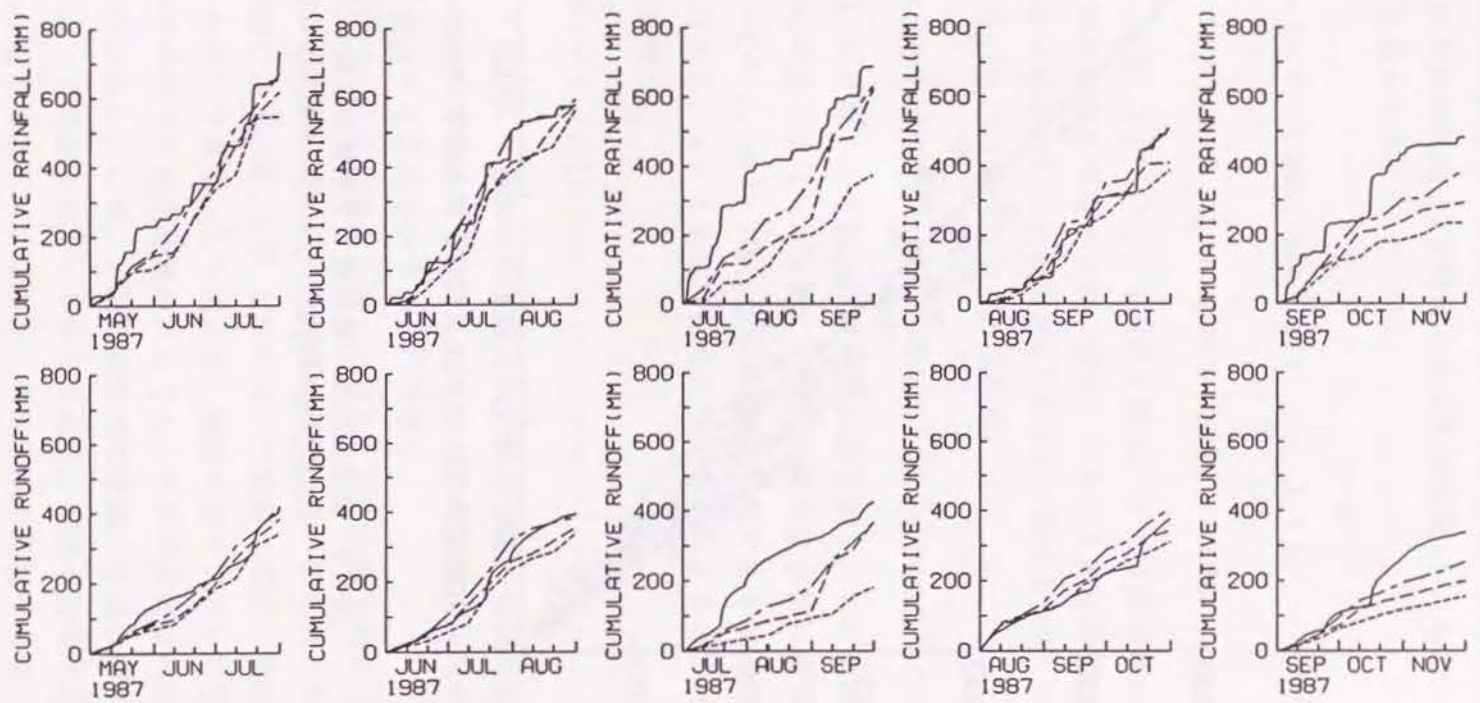


図6.2 累加降水量および累加流出高の予測結果 (1987年)

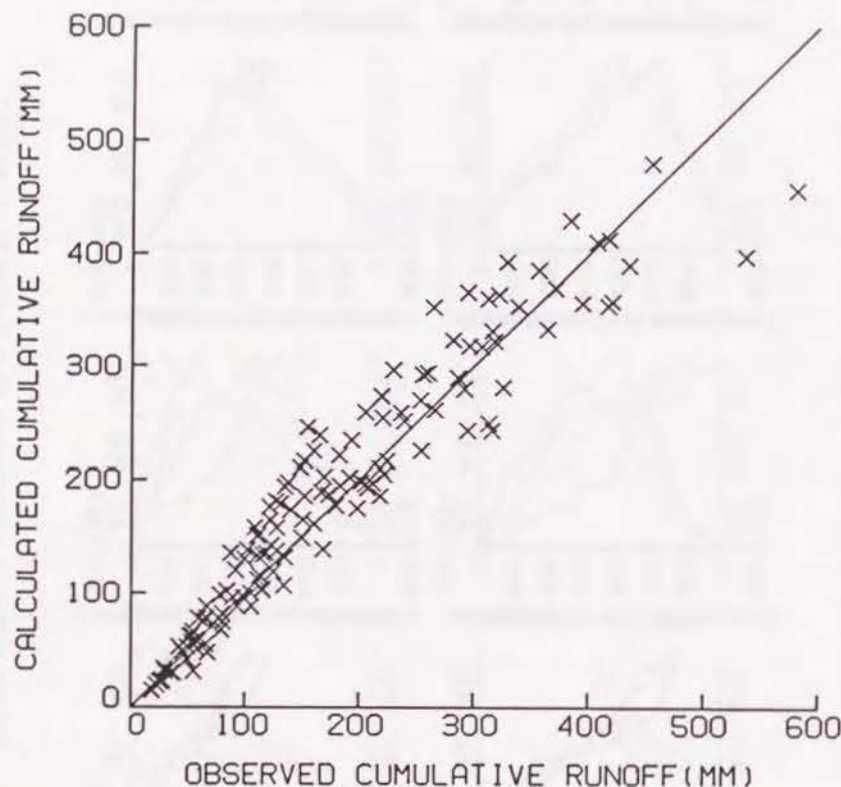


図6.3 累加流出高の観測値と予測値の比較
(誤差評価の対象としたデータのみ)

た季節別渇水持続曲線を用いる方法がある。季節別渇水持続曲線は、 τ 時点から始まる m 日区間に危険率 P_k で期待できる平均流量 $f_k(m|\tau)$ を示すもので、以下のように定義される。

$$f_k(m|\tau) = k\text{-th smallest} \quad \min_{t=t_1}^{t_1+m-1} \frac{1}{m} \sum q_t \dots\dots\dots (6.4)$$

$$j=1, \dots, N \quad (j, \tau-s/2) \leq t_1 \leq (j, \tau+s/2)$$

ここに、 q_t : 流量、 (j, τ) : j 年目の τ 時点、 s : 季節早遅の考慮期間。

季節別渇水持続曲線を流量の予測(想定)に用いる方法は次の通りである。 τ 時点より始まる第 m 日目の危険率 P_k (あるいは確率渇水年 $T_k = 1/P_k$) での予測流量 $\hat{q}_k(m|\tau)$ は次式で求められる。

$$\hat{q}_k(m|\tau) = f_k(m|\tau) \cdot m - f_k(m-1|\tau) \cdot (m-1) \dots\dots\dots (6.5)$$

なお、6.3.1 に示した予測少雨時系列の設定法は、この季節別渇水持続曲線を季節早遅を考慮せず ($s=0$)、旬単位の降水量資料に適用したものに相当する。(6.1)式の $g_k(m|\tau)$ は、危険率 P_k で期待できる τ 時点からの m 旬累加降水量であるから、 $s=0$ として m を旬単位としたときの $f_k(m|\tau)$ とは次のような関係を持つ。

$$g_k(m|\tau) = f_k(m|\tau) \cdot m \dots\dots\dots (6.6)$$

結局、ここで提示した渇水流量予測法は、季節別渇水持続曲線を用いてある危険率を持つ予測少雨時系列を設定し、これを長短期流出両用モデルによって流量時系列に変換する方法とすることができる。

図6.4に 15年, 7年, 5年確率少雨を入力して渇水流量予測を行った際の9旬先累加流出高の最大年と最小年の予測値を示す。この図には、竹内らの季節別渇水持続曲線法による15年, 7年, 5年確率の予測値(実線、季節早遅を考慮しない場合)も併示してある。この図より、流出モデルを介した予測では、入力する予測少雨時系列や予測蒸発量が同じでも、予測流出高は年によってかなり異なることが分かる。これは、予測開始時点の流域の乾湿状態が、流出モデルの貯留水深によって考慮されているからである。流域の乾湿状態は、事前の降雨履歴によって左右される。すなわち、事前降雨の影響を考慮できる点が、こ

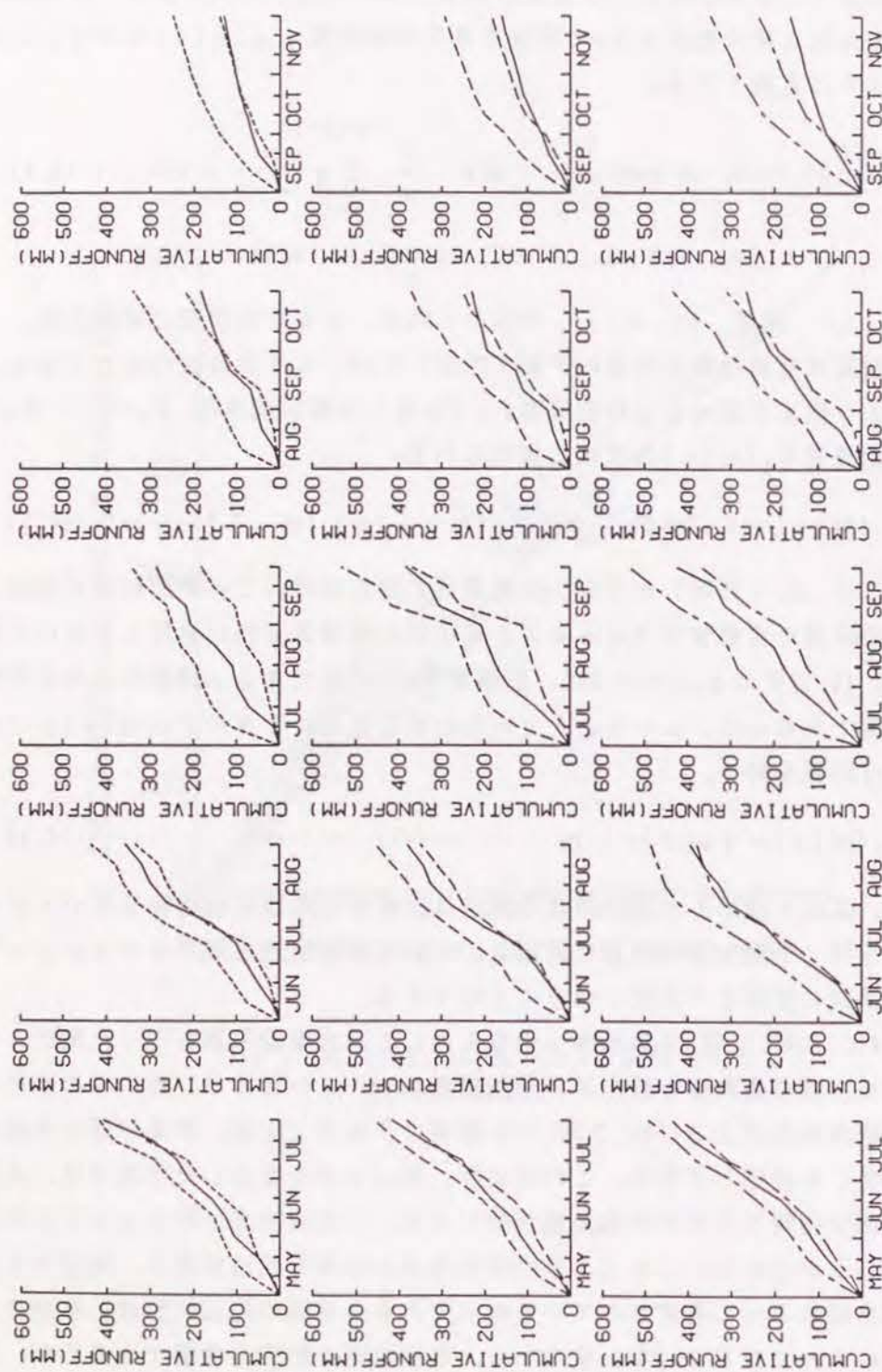


図6.4 予測累加流出高の最大値と最小値（上段、中段、下段はそれぞれ15年、7年、5年確率の予測値）

の渇水流量予測法の特長であり、季節別渇水持続曲線法との相違点である。

予測値の最大値と最小値の差に注目すると、ほぼ1カ月先以降はその差が一定となっている。これより予測開始時点の乾湿の影響が及ぶのは、状態修正の効果と同様、1カ月先程度までであることが分かる。

6.4 結 語

本章では、長短期流出両用モデルに簡便な状態修正法を導入して、長期流況予測における状態修正の効果について検討するとともに、渇水時を想定した予測少雨時系列に基づいて実時間的に渇水流量予測を行う方法を示した。さらに、これを永源寺ダム流域に適用して、3カ月先までの渇水流量予測を試み、その予測精度を検討した。得られた結果は、次のように要約される。

1) 降水量と蒸発散量を修正することによって、モデルの状態変量（タンク貯留水深）を修正する簡便な状態修正法を提示した。次いで、予測降水量を既知とした流況予測を行ったところ、状態修正の効果は30日先程度ではほぼ無くなること、などが示された。

2) 渇水時を想定した予測少雨時系列の設定法を提示するとともに、5～15年確率の予測少雨時系列を流出モデルに入力して、3カ月先までの渇水流量予測を行った。この結果、状態修正の効果が及ぶのは1カ月先程度までであること、累加流出高で評価する限り、予測期間の降雨波形の単純化は、予測精度に大きな影響を与えないこと、などが示された。

3) ここで提示した渇水流量予測法は、予測開始時点の流域の乾湿状態が考慮されていることから、入力する予測少雨時系列や予測蒸発量が同じであっても、予測流出高は年によってかなり異なることが示された。

参 考 文 献

- 1) 千賀裕太郎：水資源のソフトサイエンス，鹿島出版会，1989，pp.14-19.
- 2) 吉川秀夫・竹内邦良：渇水持続曲線の性質とその応用，土木学会論文報告集，第234号，1975，pp.61-71.
- 3) 竹内邦良・富田 茂・伊藤幸義：給水用貯水池のためのDDCルール・カ

第7章 長短期流出両用モデルによる気温上昇の影響評価

7.1 概説

近年、人間活動により大気中の二酸化炭素、メタン、一酸化二窒素、フロン等の温室効果気体が増加し続けており、これが世界的に気温の上昇と大気の循環、降水量分布の変化や海面上昇等をもたらし、食糧、エネルギー、水資源問題を始めとする人間活動のあらゆる分野に深刻な影響を与える大きな問題であるとの認識が高まってきている¹⁾。現在、温室効果気体の増加に伴う地球規模の気候変化の予測に関する研究が、気象関係研究者により気候モデルを用いて活発に進められており、さらに、温暖化が農林業、生態系、水資源、産業等を与える影響の評価とそれに対する対応が産官学の諸分野で熱心に検討されている^{2,3)}。

地球の温暖化は、気温上昇だけではなく、蒸発散、降雨、降雪等の水文現象を変化させることになるから、流域の水収支や流出現象など流域規模の水循環特性を変化させることが予想される。温暖化が流域水循環に与える影響を明らかにすることは、水資源計画やダムの流水管理への影響を評価する上で不可欠な課題である。

このような流域規模の問題を検討するためには、地域的な気候変化の予測が望まれる。しかし、現在の気候モデルでは、予測値が水平距離で数百kmのかなり粗い格子点で得られること、さらに地域的にみた予測結果はモデルによって大きくばらつくことから、精度の良い予測はかなり困難とされている。このため、ある特定流域についての影響評価は、現時点ではかなり不確定なものとなっている。これまでの研究では、温暖化による地域規模、流域規模の水循環への影響は、主に既往の気象・水文資料に基づく評価ないしは流域水循環モデルと気候変化シナリオに基づく評価によって検討されてきている。

前者の方法は、過去の温暖な時期と寒冷な時期を抽出し、その間の水文現象を実績データをもとに比較することによって、今後の温室効果気体の増加による温暖化の影響を類推しようとするものである⁴⁾。たとえば、吉野ら^{4,5)}は、全国気象官署の年平均気温データに基づいて寒冷な時期と温暖な時期を抽出し、

温暖化と豪雨、少雨の生起傾向について検討しており、さらに盛谷・丹羽⁶⁾は、それらに積雪深に関する検討も加えている。

一方、後者の方法は、温室効果気体の増加による気温、降水量、蒸発散量の変化を想定ないしは推定して、これを流域水循環モデルにシナリオとして入力し、現況と気候が変化した場合の流出特性や水収支特性を比較することによって、温暖化の影響を評価しようとするものである。シナリオには、気温や降水量の変化量を任意に設定した仮想的な気候変化シナリオ、あるいは気候モデルによって推定された二酸化炭素の倍増状態を想定した気候変化シナリオなどが用いられている。

仮想的なシナリオを用いた研究には、Nemec and Schaake⁷⁾による乾燥流域と湿潤流域の水資源システムの感度分析、Gleick⁸⁾による月単位水収支モデルを用いて北カリフォルニアの大河川流域の流出量および土壌水分量への影響を評価した研究、および Mimikouら⁹⁾による類似の研究、Cooley¹⁰⁾による融雪流出への影響を評価した研究、等がある。一方、気候モデルに基づくシナリオを用いた研究には、先の Gleick⁸⁾による研究、Bultotら¹¹⁾によるベルギーの3河川流域での水循環への影響評価、Lettenmaier and Gan¹²⁾によるカリフォルニアの4河川流域での水文応答の感度分析、等がある。

吉野⁴⁾は、温暖化の水文循環への影響評価法として、先の二つの評価方法に加えて、大気循環と水文循環の相互作用を考慮したマクロ水文モデルによる影響評価を挙げている。これは、気候モデルに対応して $10^5 \sim 10^6 \text{ km}^2$ といった大流域における水文循環を取り扱うことによって、大気循環と水文循環の相互作用を考慮していこうとするマクロ水文学の試みである⁴⁾。これについては、今後の研究に待つところが大きい。

本章では、先に述べた流域水循環モデルと気候変化シナリオに基づく方法により、温室効果気体の増加による気温上昇が流域水循環に与える影響の評価を試みた。流域の水循環を表現するモデルには、長短期流出両用モデルを採用する。ここでは、石川県能登半島の輪島柳田流域および滋賀県愛知川上流に位置する永源寺ダム流域を研究対象流域とし、まず両流域において長短期流出両用モデルを同定適用した結果を示す。次いで、気温上昇およびそれに降水量変化を伴ういくつかの仮想的な気候変化シナリオを設定して、これを長短期流出両用モデルに入力し、現況との比較によって、流域水循環に対する気温上昇の影響評価を試みた結果を示す。

7. 2 対象流域と解析資料

7. 2. 1 輪島柳田流域

(1) 流域の概要

輪島柳田流域は、石川県柳田村の輪島柳田農地開発地区近傍の丘陵林地に農林水産省によって設けられた小試験流域である(図7.1)。流域面積は、 0.147 km^2 で、松、杉の植林地が全流域面積の69%を占め、残りは雑木林等である。地質は主に安山岩溶岩からなる。流域平均標高は250mであり、冬期にはかなりの積雪がみられる。流域末端には、直角三角堰、水位計および雨量計が設置されており、流量および降水量の観測が行われている。

(2) 流量

解析期間は、1981年5月～1989年4月の8年間とする。前半の4年間は、12～3月の観測が行われていなかったが、1985年12月から降水量、流量ともに年間を通して観測されている。流量資料には、毎時流量および解析期間内の主要17出水における10分単位流量を用いる。

なお当流域では、秋期・冬期の降水量がかなり多く、この期間が渇水期にならないこと、遅くとも4月末日には融雪が完了するとみられること等の理由から、5月1日～翌年4月30日を1水年とする。以下、輪島柳田流域に関する検討は、すべてこの水年によるものとする。

(3) 降水量の扱い

降水量資料には、毎時降水量および17出水時の10分単位降水量を用いる。積雪期である12～3月の降水量は、前半の4年間は欠測であり、後半の4年間についても、水収支からみて降水量が明らかに過小と思われる年があり、積雪期の降水量観測(溶液式雨雪量計による)にやや問題があると思われた。そこで、同期間の降水量は、流域から13km離れた輪島測候所で観測された日降水量資料に割増係数を掛けて推定することにした。割増係数には、水収支に基づいて推定された1.35を採用している¹³⁾。

(4) 積雪量・融雪量の推定

積雪量、融雪量の推定には、菅原の方法¹⁴⁾を用いる。ただし小流域であるから、流域の標高分割は行わない。また、降水が雪か雨かを判断する気温としてここでは 2°C を採用する。すなわち、気温 $t(^{\circ}\text{C})$ が 2°C 以下ならば、降水量

r を雪として扱い、 t が 2°C より高ければ雨として扱う。また、 t が 0°C より高ければ、次式による推定融雪量 m を降雨量に加えた値をモデルへの入力とする。ただし、積雪量 h が m より少ない場合の融雪量は h となる。

$$m = \beta t + r t / 80 \dots\dots\dots (7.1)$$

ここに、 m : 融雪量 (mm/h)、 β : 融雪の定数、 $\beta = 0.167 (\text{mm/h}/^{\circ}\text{C})$ 、 r : 降水量 (mm/h)、 t : 気温 ($^{\circ}\text{C}$)。

当流域では、計算は時間単位で行う。流域の気温 t は、輪島測候所の日平均気温を用いて、流域と輪島測候所の標高差を考慮して推定する。なお、第3章の大迫ダム、永源寺ダム流域における解析では、菅原の方法を適用する際に従来から慣用されている値として、降水が雪か雨かの判断気温を 0°C とし、融雪の定数 β を日単位で $6 (\text{mm/d}/^{\circ}\text{C})$ に相当する値としていた。しかし、輪島柳田流域における解析では、積雪量、融雪量がかなり多いことを考慮して、予備検討の段階で、これらの値を冬期・春期のハイドログラフの再現性の観点から試算的に求めた。この結果、上述のように雪か雨かの判断気温を 2°C とし、 β を日単位で $4 (\text{mm/d}/^{\circ}\text{C})$ に相当する値とした。

(5) 蒸発散量の推定

蒸発散量の推定に際しては、輪島測候所の日単位気象資料を用いて、次に示す Penman 式¹⁵⁾によってまず水面蒸発量を推定する。

$$E_p = \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} R_n + \frac{\gamma}{\Delta + \gamma} f(u)(e_{sa} - e_a) \dots\dots\dots (7.2)$$

ここに、 E_p : 推定蒸発量 (mm/d)、 R_n : 純放射量 (mm/d)、 Δ : 飽和水蒸気圧曲線の勾配 (mb/ $^{\circ}\text{C}$)、 γ : 乾湿計定数 (mb/ $^{\circ}\text{C}$)、 $f(u)$: 風速関数、 $f(u) = 0.26 (1 + 0.537 u)$ 、 u : 地上 2 m 高さの風速 (m/s)、 e_{sa} : 飽和水蒸気圧 (mb)、 e_a : 水蒸気圧 (mb)。

純放射量は、全天日射量を用いる Chang 式¹⁶⁾より、アルベドを水面に相当する 0.05 として推定する。

流域蒸発散量 E は、上式で求めた日単位の蒸発量 E_p に年間一定の蒸発散比を掛けて推定する。蒸発散比は、とくに冬期の降水量、流量に欠測が多いことを考慮して短期水収支法によって推定し、0.78 を得た¹³⁾。すなわち、係数 α には $\alpha = 0.78$ を採用することにした。

7.2.2 永源寺ダム流域

もう一つの対象流域は、滋賀県愛知川上流に位置する永源寺ダム流域 (流域面積 131.5 km^2) である。第3章に示したように、永源寺ダム流域では、すでに長短期流出両用モデルの同定適用が行われている。本章の解析には、1974年10月～1989年12月の約15年間の資料を用いる。解析資料の扱いは3.3に示した通りで、ここでは説明を省略する。なお、流域平均降水量の推定法にはB法を採用する。

7.3 流出モデルの適用結果

7.3.1 最適モデル定数

(1) 輪島柳田流域

輪島柳田流域への長短期流出両用モデルの適用に際しては、降雨遮断モデルと不浸透域モデルを導入している。降雨遮断モデルには、角屋・永井¹⁷⁾が検討しているものを採用した。これは、深さ I_H の降雨遮断タンクを想定し、時々刻々の遮断量はタンクの空容量と降雨強度に比例するとしたもので、時点 k から $(k+1)\Delta t$ の間の降水量を r_k とするとき、この間の遮断量 ΔI_k は次式より求められる。

$$\Delta I_k = (I_H - I_k)(1 - \exp(-r_k / I_H)) \dots\dots\dots (7.3)$$

ここに、 I_k : 時点 k における遮断タンクの水深。なお I_H は、角屋らの検討と同様に 5 mm とした。また蒸発散量は、まず遮断タンクから引き、それが空になってから両用モデルから引くものとしている。

また不浸透域モデル¹⁸⁾は、河道周辺域等の不浸透域からの流出を再現するため、表面流出を想定した流出孔を持つ非線形タンクを両用モデルに並列させたもので、その基礎式は次式である。

$$dS_1 / dt = r - Q_1 \dots\dots\dots (7.4)$$

$$Q_1 = a_1 S_1^m, \quad m = 5/3 \dots\dots\dots (7.5)$$

ここに、 S_1 : 不浸透域タンクの貯留水深、 t : 時間、 r : 降雨強度、 Q_1 : 流出強度、 a_1 : 定数。なお、不浸透域の面積率は 2% とし、定数 a_1 には試行的

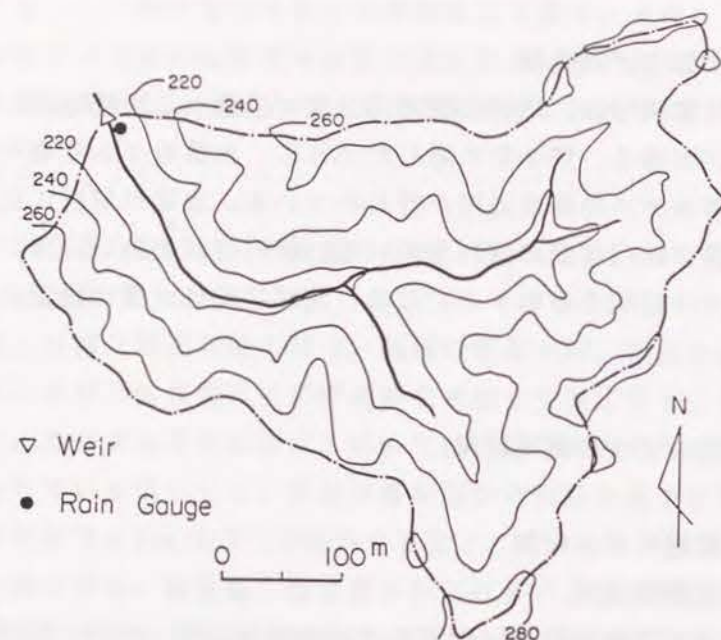


図7.1 輪島柳田流域

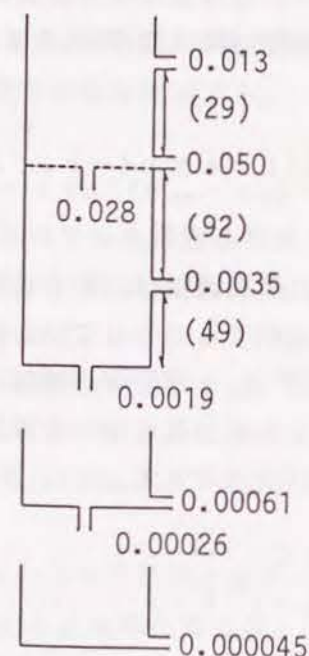


図7.2 最適モデル定数（輪島柳田流域，mm-h単位）

に定めた0.1（mm-h単位）を採用している。

ここでは、欠測の少ない1985年5月～1989年4月の4年間の資料を用いて、次の手順で14個の未知定数を同定した。

① 時間流量を対象として14個の定数を同定する。ただし、輪島測候所の日降水量資料が計算に用いられている12～3月は、誤差評価の対象外とする。

② ①で求めた定数を初期値とし、洪水時の10分単位流量（1 mm/h以上）を対象として上層部の4定数 a_1, a_2, b_1, Z_1 を再同定する。この際、他の10定数は①の結果に固定しておく。

このようにして得られた最適モデル定数を図7.2に示す。

（2）永源寺ダム流域

最適モデル定数には、図3.8(b)に示した Model Bを採用する。

7.3.2 流出モデルの再現性

輪島柳田流域では、得られた最適モデル定数を用いて1981年5月～1989年4月の8年間連続の検証計算を行った。検証計算時の初期水深は未知であるから、同定期間の初期水深、すなわち1985年5月1日の水深で代用した。また永源寺ダム流域では、1974年10月～1989年12月の約15年間連続の検証計算を行った。この流域においても検証計算時の初期水深は未知であるから、同定期間の初期水深、すなわち1981年1月1日の水深で代用した。

両流域における長期流出量の再現誤差を表7.1に示す。ただし、永源寺ダム流域の再現誤差については、1975～1989年の15年間について集計したものを示している。日流出高の相対誤差は、輪島柳田流域で平均23.9%、永源寺ダム流域で平均29.6%となり、永源寺ダム流域の相対誤差がやや大きい。水収支的には両流域ともにほぼ妥当な結果が得られている。なお、月流出高の相対誤差を調べると、輪島柳田流域では平均14.9%、永源寺ダム流域で平均19.5%であった。図7.3、7.4に両流域における日流出高ハイドログラフの再現例を示すが、いずれも良好な結果となっている。

また、輪島柳田流域の観測流量1 mm/h以上で評価した17出水時の平均相対誤差は17.3%、永源寺ダム流域の観測流量100 m³/s以上で評価した33出水時の平均相対誤差は26.1%であり、洪水時の再現性もほぼ良好である。

表7.1 長期流出量の相対誤差評価(%)

| | 輪島柳田流域 | | | 永源寺ダム流域 | | |
|------|------------|----------|-----------------|------------|----------|-----------------|
| | ΣP | J_{RE} | ε_Q | ΣP | J_{RE} | ε_Q |
| 1975 | — | — | — | 3034 | 23.7 | -7.2 |
| 1976 | — | — | — | 2982 | 28.7 | +5.3 |
| 1977 | — | — | — | 2326 | 26.8 | -4.9 |
| 1978 | — | — | — | 1717 | 37.6 | +2.7 |
| 1979 | — | — | — | 2583 | 28.4 | -0.3 |
| 1980 | — | — | — | 2969 | 32.4 | +7.0 |
| 1981 | 2702 | 21.8 | +3.4 | 2364 | 26.3 | -0.5 |
| 1982 | 2667 | 16.9 | +2.0 | 2874 | 34.9 | -1.3 |
| 1983 | 2590 | 16.0 | +0.6 | 2581 | 29.6 | +2.9 |
| 1984 | 2132 | 31.4 | -15.2 | 2419 | 37.5 | +4.4 |
| 1985 | 3174 | 28.5 | -2.7 | 2810 | 33.9 | +1.7 |
| 1986 | 2013 | 29.7 | +4.7 | 2562 | 31.0 | +4.7 |
| 1987 | 2170 | 23.8 | -2.5 | 1796 | 24.6 | -3.2 |
| 1988 | 2571 | 20.1 | -0.4 | 2816 | 22.4 | +2.1 |
| 1989 | — | — | — | 3047 | 26.9 | +4.1 |
| 平均 | 2502 | 23.9 | -1.0 | 2592 | 29.6 | +1.1 |

注) ΣP : 年間降水量(mm), J_{RE} : 日流出高相対誤差(%)

ε_Q : 水収支誤差(%), $\varepsilon_Q = (\Sigma Q_C - \Sigma Q_O) / \Sigma Q_O \times 100$

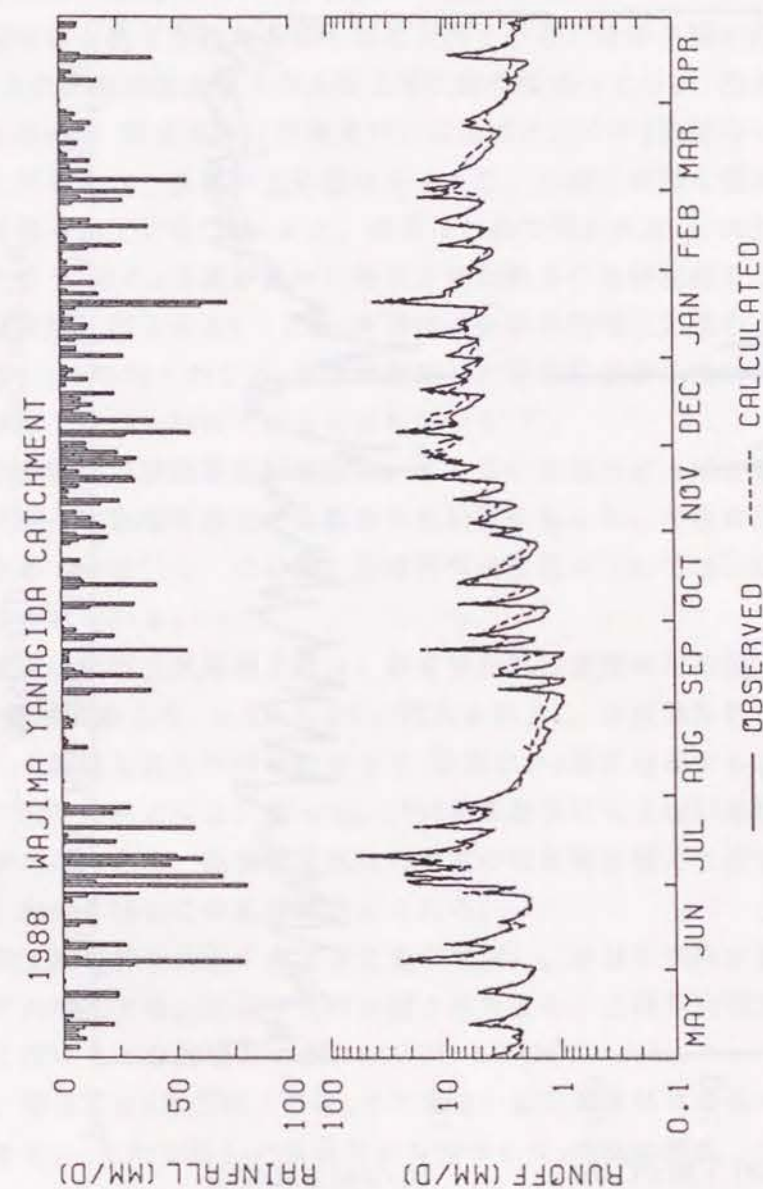


図7.3 日流出高ハイドログラフの再現例(輪島柳田流域)

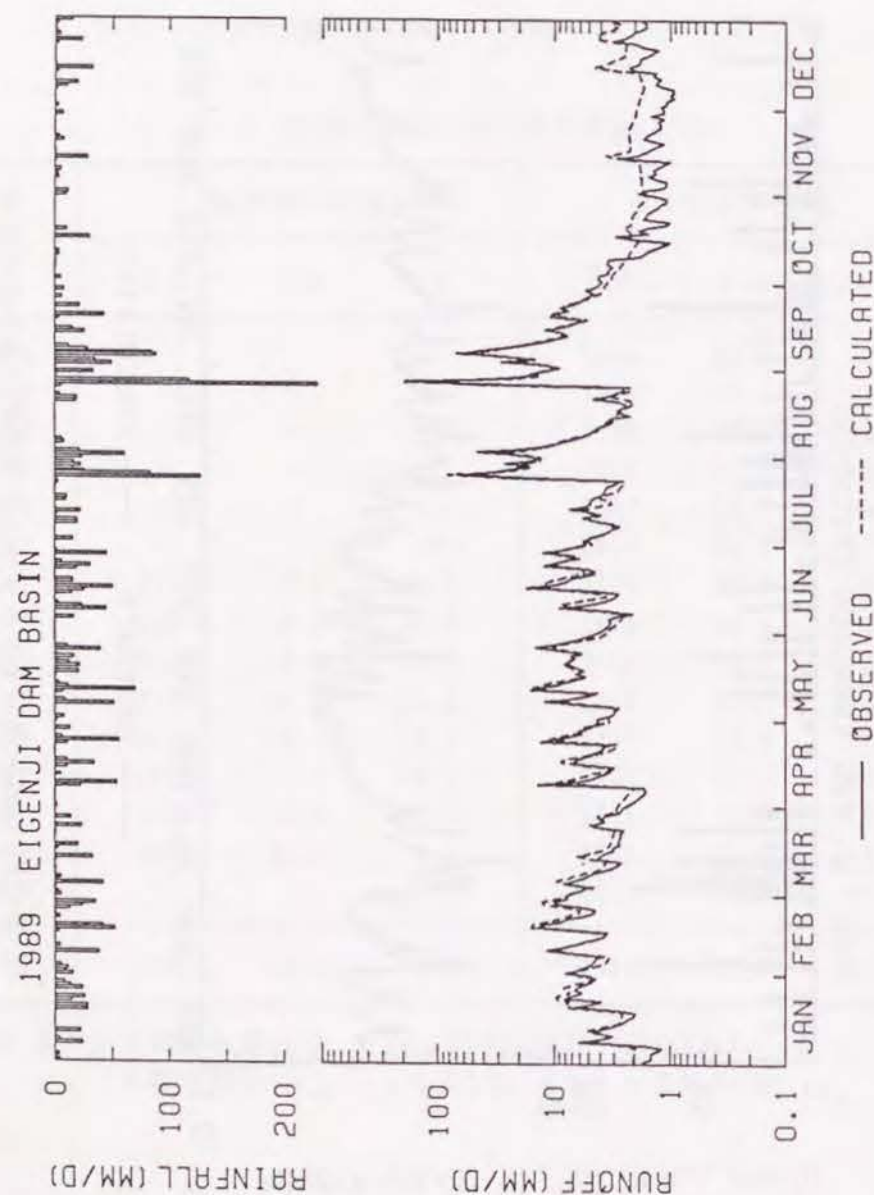


図7.4 日流出高ハイドログラフの再現例（永源寺ダム流域）

7. 4 気候変化シナリオ

7.4.1 温室効果気体の増加に伴う気候変化の見通し

温室効果気体の増加に伴う気候変化を予測する手法として、現在気候モデルによる数値実験が最も信頼できるものとされている。近年各国で活発に行われている、大気・海洋混合層モデルにより二酸化炭素（ CO_2 ）倍増時の平衡状態の気候を求める数値実験（平衡実験）によると、 CO_2 倍増時の平衡状態において、全球平均地上気温の上昇量は $2 \sim 5^\circ\text{C}$ 、全球平均降水量の増加率は $3 \sim 15\%$ と見積られている¹⁹⁾。また、最近ではじめて行われた、大気・海洋大循環モデルにより CO_2 濃度を徐々に増加させた場合の気候変化を予測する数値実験（漸増実験）によると、 CO_2 漸増時の全球平均地上気温の上昇量（遷移昇温量）は、その時々 CO_2 濃度に対応した平衡昇温量の約60%であり、低緯度や北半球では60~80%であるとされている¹⁹⁾。

気候問題懇談会温室効果検討部会は、これらの気候モデルによる温室効果気体増加の気候への影響を評価する数値実験結果をもとに、今後の気候変化の見通しをまとめている¹⁹⁾。この内、全球的気候変化については、以下のような見通しが示されている。

① 全球平均の地上気温の上昇は、温室効果気体濃度の増加傾向が続き等価 CO_2 量が倍増するころ、 $1.2 \sim 3.0^\circ\text{C}$ と推定される。温室効果気体の現在の増加率が続くと仮定したシナリオに従って等価 CO_2 量が増加すると、2030年頃に1958年の濃度の倍になる。従って、1958年を基準にして2030年頃に $1.2 \sim 3.0^\circ\text{C}$ の昇温が考えられる。温室効果気体の現在の増加量が続くと仮定したシナリオの場合、2060年頃にこの昇温が考えられる。

② 気温上昇に伴い大気中の水蒸気量が増加し、全球平均降水量および蒸発量はそれぞれ増加する。全球平均降水量と蒸発量は、全球平均気温の $1.2 \sim 3.0^\circ\text{C}$ の上昇に伴い $2 \sim 9\%$ 増加する。

ここで、等価 CO_2 量とは、 CO_2 とその他の温室効果気体を合わせた温室効果の大きさを、それと等しい温室効果を持つ CO_2 濃度に換算した量を意味する。

7.4.2 仮想的な気候変化シナリオ

気温上昇等の気候変化が流域水循環に与える影響を検討するためには、地域

的な気候変化を予測する必要がある。しかしながら、気候モデルの空間解像度が粗く、モデル内の個々の物理過程の取扱いがまだ十分でないため、地上気温の昇温や降水量変化の地理的分布にはモデルによって大きなばらつきがあり、地域的な予測は困難とされている。

前項において紹介した気候変化の見通しでは、日本付近での昇温は全球平均と同程度とみられている。そこでここでは、全球的気候変化の見通しを参考にして、気温が2℃および4℃上昇する場合とそれらに0%、±10%の降水量変化を伴う場合を想定した、次の6通りの仮想的な気候変化シナリオを設定した。

- ① 気温2℃上昇、降水量変化なし
- ② 気温2℃上昇、降水量10%減少
- ③ 気温2℃上昇、降水量10%増加
- ④ 気温4℃上昇、降水量変化なし
- ⑤ 気温4℃上昇、降水量10%減少
- ⑥ 気温4℃上昇、降水量10%増加

昇温量2℃は、等価CO₂濃度が倍増する時点に予想されている全球平均昇温量1.2～3.0℃のほぼ中間的な値に相当し、昇温量4℃は、等価CO₂濃度倍増時の平衡状態に予想されている全球平均昇温量2～5℃のほぼ中間的な値に相当すると考えられる。一方、降水量については、気温上昇に伴う全球平均降水量の増加が予想されているが、地域あるいは季節によっては減少する場合も予想されている。そこでここでは、0%、±10%の降水量変化を想定して、その増減の影響を調べることにした。これらのシナリオは、+2℃、+4℃の気温上昇、0%、±10%、±20%の降水量変化を想定した Gleick⁸⁾ のシナリオに類似している。

気候変化シナリオに対応する気温、降水量資料は、輪島柳田流域では8年間、永源寺ダム流域では約15年間の気温、降水量の既往観測資料に、上述の想定変化量をそれぞれ加えたものとする。

一方、蒸発散量は、輪島柳田流域においては Penman 式、永源寺ダム流域においては Makkink 式に基づいて推定されている。そこで、気候変化シナリオに対応する蒸発散量は、想定変化量を加えた気温資料を用いて両式によって推定したものとする。ここで全天日射量、風速、相対湿度には、変化がないものと仮定する。気温の上昇は、飽和水蒸気圧曲線の勾配、飽和水蒸気圧、蒸発潜熱をそれぞれ変化させ、結果的に推定蒸発量を変化させることになる。

7.5 気温上昇の流域水循環への影響評価

7.5.1 検討方法

気温上昇の流域水循環への影響評価に際しては、まず現況および6通りの気候変化シナリオに対応する気温、降水量、蒸発散量を、すでに同定検証済みの長短期流出両用モデルにそれぞれ入力して、輪島柳田流域では8年間、永源寺ダム流域では約15年間の流出計算を行う。次いで、それぞれの計算結果に基づいて、水深換算積雪量、月流出高、月蒸発散量、年間水収支、流況曲線を比較する。これらの比較は、年毎に行うこともできるが、ここでは、輪島柳田流域では8年間、永源寺ダム流域では15年間（1975～1989年のみ）の平均値で比較することにした。

なお、気候変化シナリオに基づく流出計算においても、モデルの初期水深には、現況の初期水深、すなわち検証計算で用いたものをそのまま用いる。この場合、初期水深の影響を消去するため、想定された気候条件に十分なじんだ期間だけを取り出して月流出高等の平均値を求めた方がよいかもしれないが、ここではとくにそのような配慮はしていない。

7.5.2 検討結果

(1) 水深換算積雪量

菅原の方法によって推定された毎日の水深換算積雪量に基づいて、まず旬平均の水深換算積雪量を求め、さらにこれを旬別に解析年数で平均して、現況の積雪量と6通りの気候変化シナリオによる積雪量を比較した。永源寺ダム流域では、標高別に分割された第1～第4地帯の積雪量がそれぞれ推定されているが、ここでは最も標高が高く積雪量が多い第4地帯（代表標高980m）について比較することにした。

輪島柳田流域の積雪量を図7.5に、永源寺ダム流域の第4地帯の積雪量を図7.6に示す。これらの図において、BASE は現況、T+2C は気温2℃上昇、T+4C は気温4℃上昇、P-10% は降水量10%減少、P+10% は降水量10%増加を示しており、これは以下に提示する全ての図について同様とする。これらの図より、両流域ともに気温上昇に伴って積雪量が顕著に減少し、積雪期間が短くなっていることが分かる。ピークで比較すると、輪島柳田流域では、2℃の気温上昇

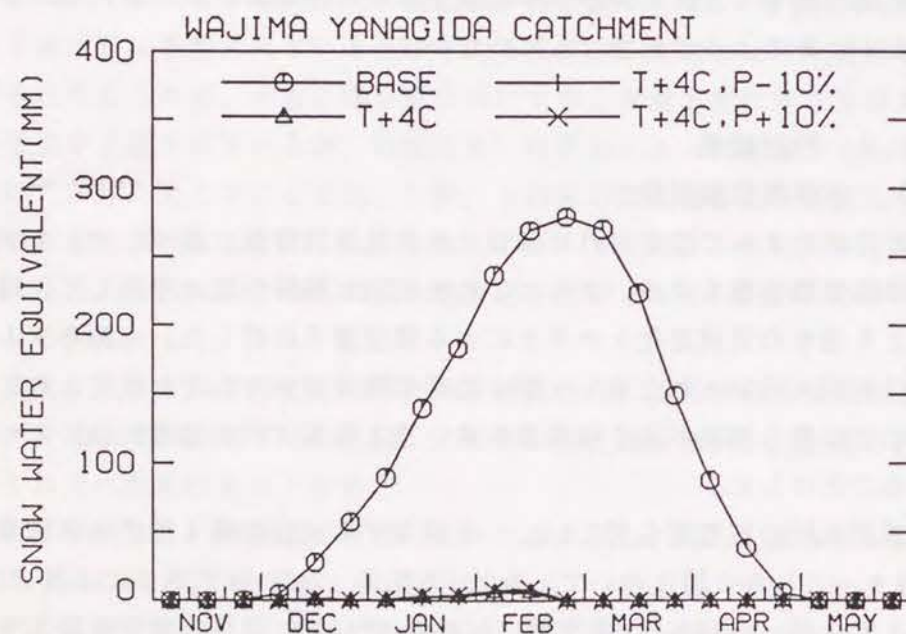
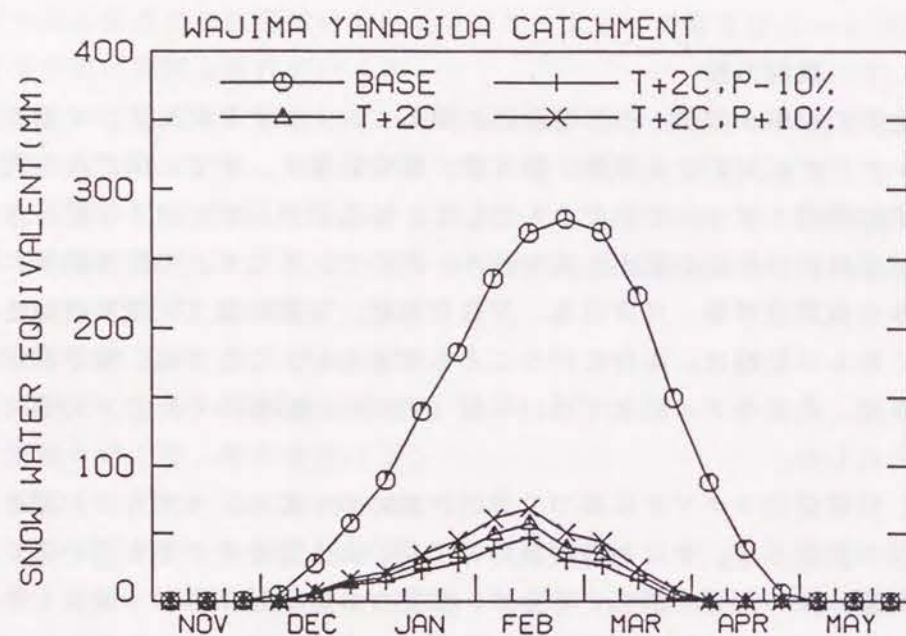


図7.5 気温上昇および降水量変化に伴う積雪量の変化（輪島柳田流域）

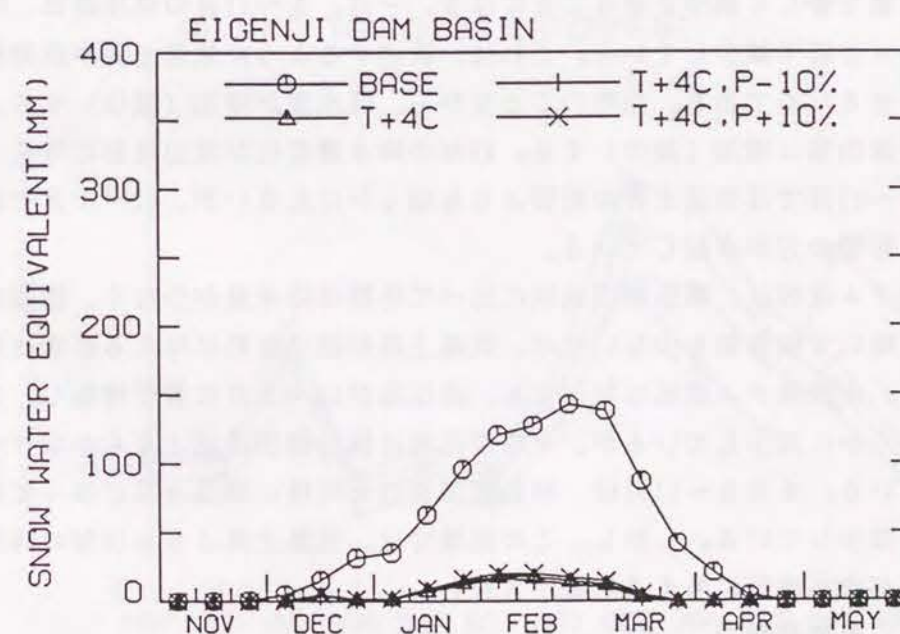
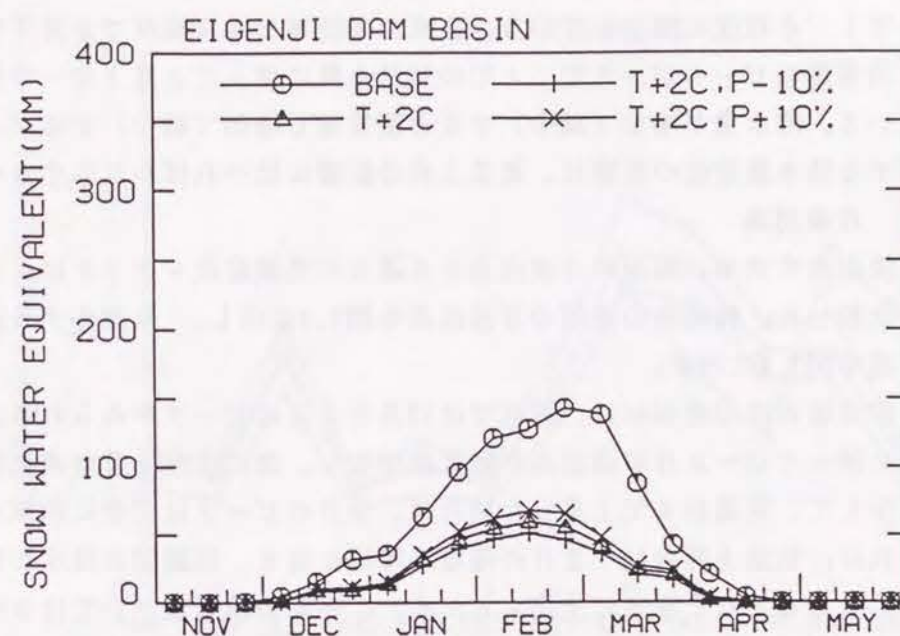


図7.6 気温上昇および降水量変化に伴う積雪量の変化（永源寺ダム流域）

で積雪量は1/5程度に減少し、4℃の気温上昇で積雪量はごくわずかになっている。永源寺ダム流域では、2℃の気温上昇で積雪量は2/5程度、4℃の気温上昇で1/8程度に減少している。また、両流域ともに現況で2月下旬にみられた積雪量のピークが、2℃、4℃の気温上昇に伴って2月上旬～中旬に移動している。降水量が増加（減少）すると積雪量も増加（減少）するが、積雪量に対する降水量変化の影響は、気温上昇の影響に比べればかなり小さい。

（2）月流出高

平均月流出高を求め、現況の月流出高と6通りの気候変化シナリオによる月流出高を比較した。輪島柳田流域の月流出高を図7.7に示し、永源寺ダム流域の月流出高を図7.8に示す。

輪島柳田流域の流出波形には、現況では12月と3月にピークがみられるが、気温上昇に伴って12～2月の流出高が顕著に増加し、逆に3～4月の流出高が顕著に減少して、気温が4℃上昇した場合は、3月のピークは完全に消滅している。これは、気温上昇が12～2月の降雪を降雨に変え、同期間の降水が雪として貯えられることなく直ちに流出するためで、冬期の積雪量ひいては3～4月の融雪量を著しく減少させることになる。一方、5～11月の流出高は、気温上昇に伴って若干減少している。これは、後述するように気温上昇が蒸発散量を増加させるためである。当然のことながら、降水量が増加（減少）すると各月ともに流出高は増加（減少）する。10%の降水量変化が流出波形に与える影響は、5～11月では気温上昇の影響よりも明らかに大きい、12～4月では気温上昇の影響の方が卓越している。

永源寺ダム流域は、輪島柳田流域に比べて冬期の降水量が少なく、標高の高い地帯を除いて積雪量も少ないため、気温上昇が流出波形に与える影響は比較的小さい。永源寺ダム流域においても、流出高が12～2月に若干増加し、3、4月に明らかに減少しているが、その変化量は輪島柳田流域よりもかなり小さくなっている。また5～11月は、輪島柳田流域と同様に気温上昇に伴って流出高が若干減少している。しかし、この流域では、気温上昇よりも10%の降水量変化の方が流出波形に与える影響が大きい。

（3）月蒸発散量

平均月蒸発散量を求め、現況の月蒸発散量と気温が2℃および4℃上昇した場合の月蒸発散量を比較した。輪島柳田流域の月蒸発散量を図7.9に、永源寺ダム流域の月蒸発散量を図7.10に示す。両流域ともに、気温上昇に伴って年間

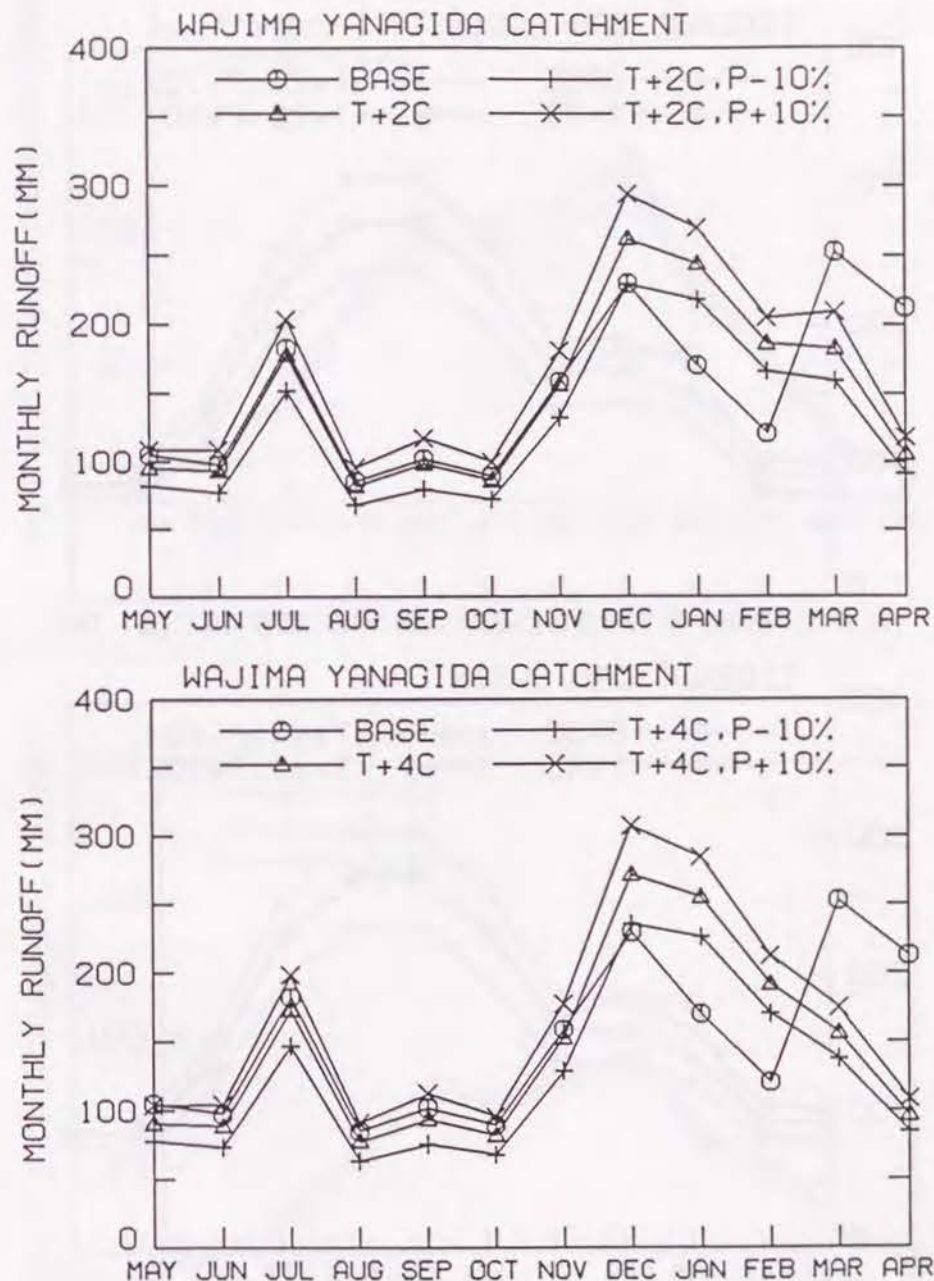


図7.7 気温上昇および降水量変化に伴う月流出高の変化（輪島柳田流域）

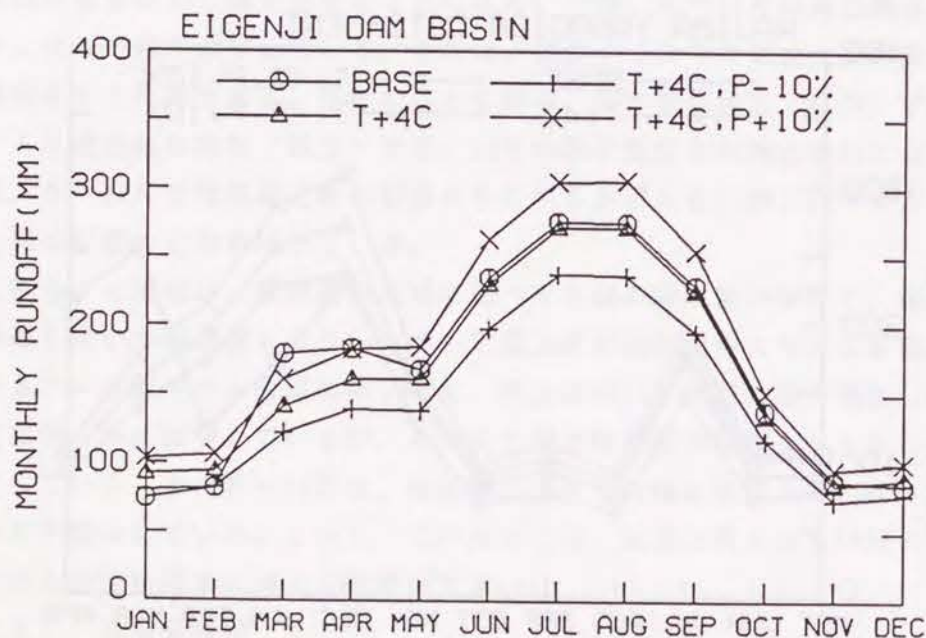
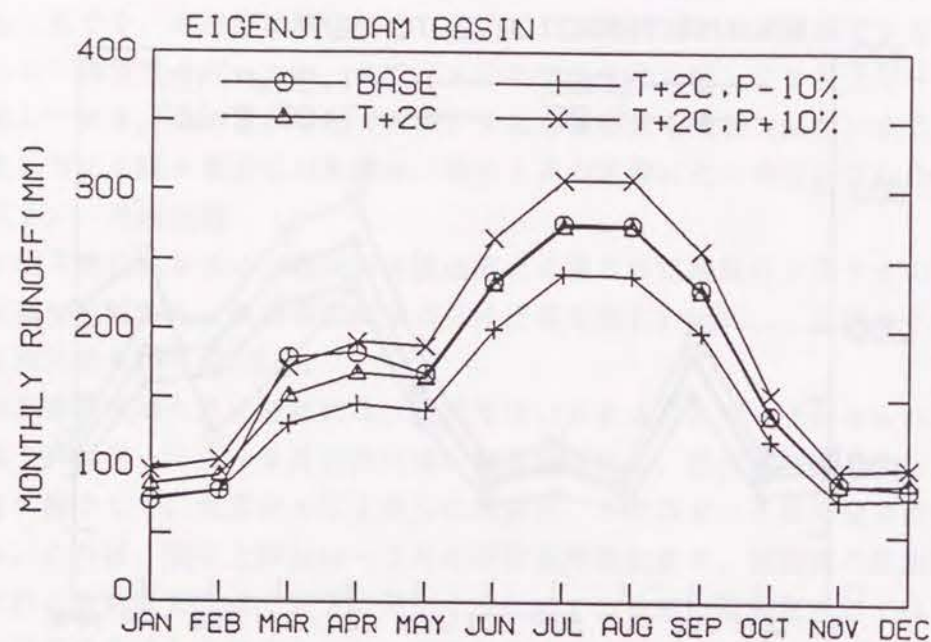


図7.8 気温上昇および降水量変化に伴う月流出高の変化（永源寺ダム流域）

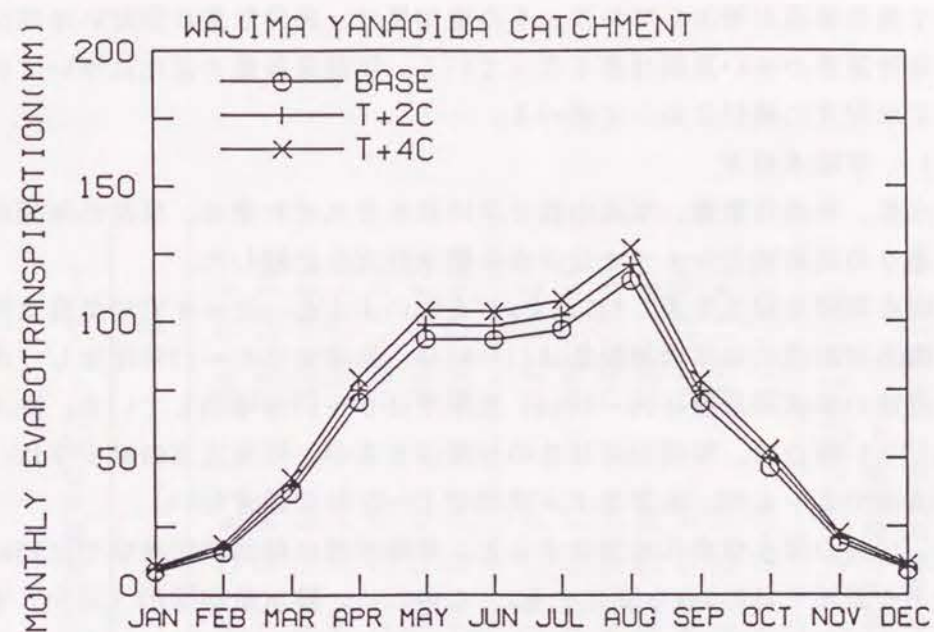


図7.9 気温上昇に伴う月蒸発散量の変化（輪島柳田流域）

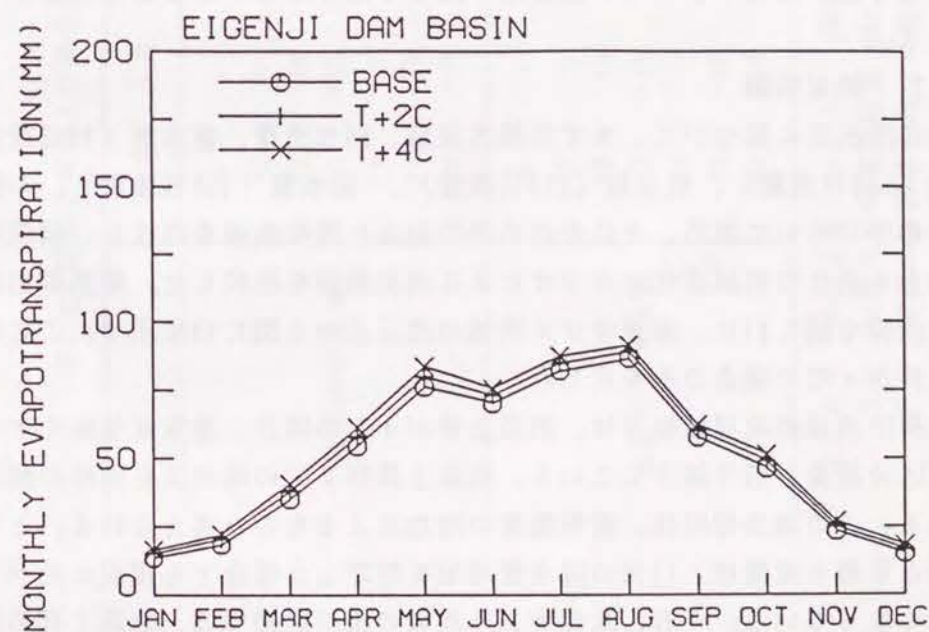


図7.10 気温上昇に伴う月蒸発散量の変化（永源寺ダム流域）

を通して蒸発散量が増加しており、その増加量は、蒸発散量の少ない冬期は少なく、蒸発散量の多い夏期は多くなっている。年蒸発散量の変化については、次の年間水収支の検討において述べる。

(4) 年間水収支

年降水量、年蒸発散量、年流出高の平均値をそれぞれ求め、現況の年間水収支と6通りの気候変化シナリオによる年間水収支を比較した。

両流域の年間水収支を表7.2に示す。これによると、2～4℃の気温上昇に伴い、輪島柳田流域の年蒸発散量は41～84mm、比率では6～12%増加し、永源寺ダム流域の年蒸発散量は30～59mm、比率では5～10%増加している。降水量が変化しない場合は、年流出高はその分減少するが、年流出高の減少率は、輪島柳田流域で2～4%、永源寺ダム流域で1～3%に過ぎない。

一方、10%の降水量変化を想定すると、年降水量は輪島柳田流域では250mm、永源寺ダム流域では259mmも変化する。このため、降水量が増加(減少)すれば年流出高も増加(減少)するというごく当然の結果が得られている。ここでは、降水量が増加する場合は、蒸発散量の増加に伴う流出の減少と相殺されて年流出高の増加がやや抑えられ、降水量が減少する場合は、蒸発散量の増加に伴う流出の減少とあいまって年流出高が大きく減少していることに注目すべきであろう。

(5) 流況曲線

計算日流出高に基づいて、まず年最大流量、35日流量、豊水量(95日流量)、平水量(185日流量)、低水量(275日流量)、渇水量(355日流量)、年最小流量を各年について求め、それぞれの平均値より流況曲線を作成し、現況の流況曲線と6通りの気候変化シナリオによる流況曲線を比較した。輪島柳田流域の流況曲線を図7.11に、永源寺ダム流域の流況曲線を図7.12に示す。ここでは、気温上昇が4℃の場合のみを示した。

輪島柳田流域の流況曲線では、気温上昇が4℃の場合、豊水量を除くすべての流況区分流量が若干減少している。気温上昇が2℃の場合にも同様の傾向がみられる。この減少傾向は、蒸発散量の増加によるものと考えられる。とくに渇水量と年最小流量は、10%の降水量増加を想定した場合でも現況に比べて若干小さくなっている。一方、永源寺ダム流域の流況曲線では、気温上昇の影響はごくわずかで、降水量変化を伴う場合にのみ流況曲線の変化がみられる。

表7.2 気温上昇および降水量変化に伴う年間水収支の変化

| | ΔT | ΔP | ΣP | ΣE | ΣQ |
|---------|------------|------------|------------|------------|-------------|
| 輪島柳田流域 | - | - | 2502 | 676 (1.0) | 1803 (1.0) |
| | +2 | - | 2502 | 717 (1.06) | 1764 (0.98) |
| | +2 | -10 | 2252 | 717 (1.06) | 1523 (0.84) |
| | +2 | +10 | 2752 | 716 (1.06) | 2007 (1.11) |
| | +4 | - | 2502 | 760 (1.12) | 1726 (0.96) |
| | +4 | -10 | 2252 | 760 (1.12) | 1486 (0.82) |
| 永源寺ダム流域 | - | - | 2592 | 578 (1.0) | 2011 (1.0) |
| | +2 | - | 2592 | 608 (1.05) | 1982 (0.99) |
| | +2 | -10 | 2333 | 609 (1.05) | 1724 (0.86) |
| | +2 | +10 | 2851 | 607 (1.05) | 2239 (1.11) |
| | +4 | - | 2592 | 637 (1.10) | 1953 (0.97) |
| | +4 | -10 | 2333 | 638 (1.10) | 1695 (0.84) |
| | +4 | +10 | 2851 | 637 (1.10) | 2211 (1.10) |

注) ΔT : 気温上昇(℃), ΔP : 降水量変化(%), ΣP : 年平均降水量(mm)
 ΣE : 計算年平均蒸発散量(mm), ΣQ : 計算年平均流出高(mm)
 (): 現況の計算年平均値に対する気温および降水量が変化した場合の比。

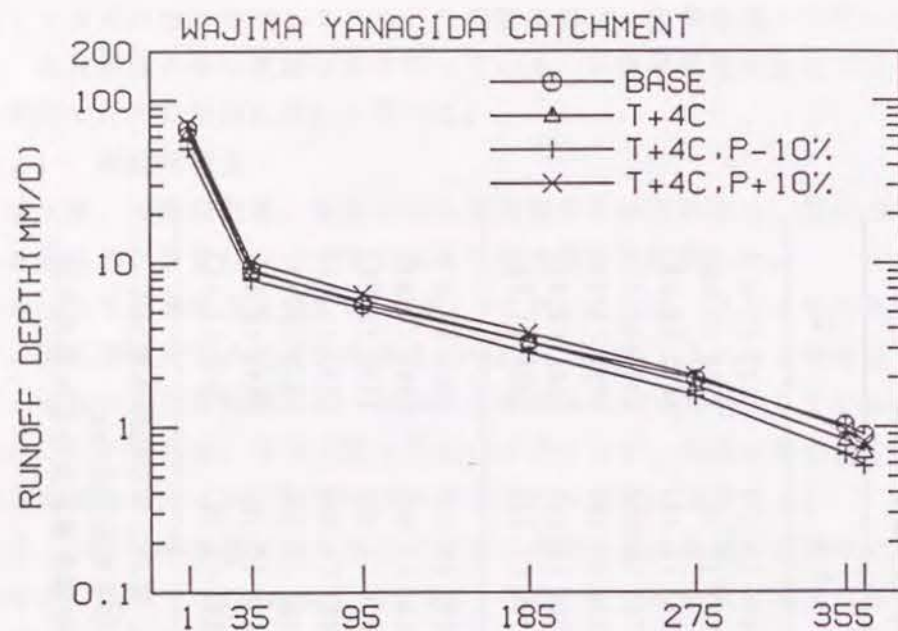


図7.11 気温上昇および降水量変化に伴う流況曲線の変化（輪島柳田流域）

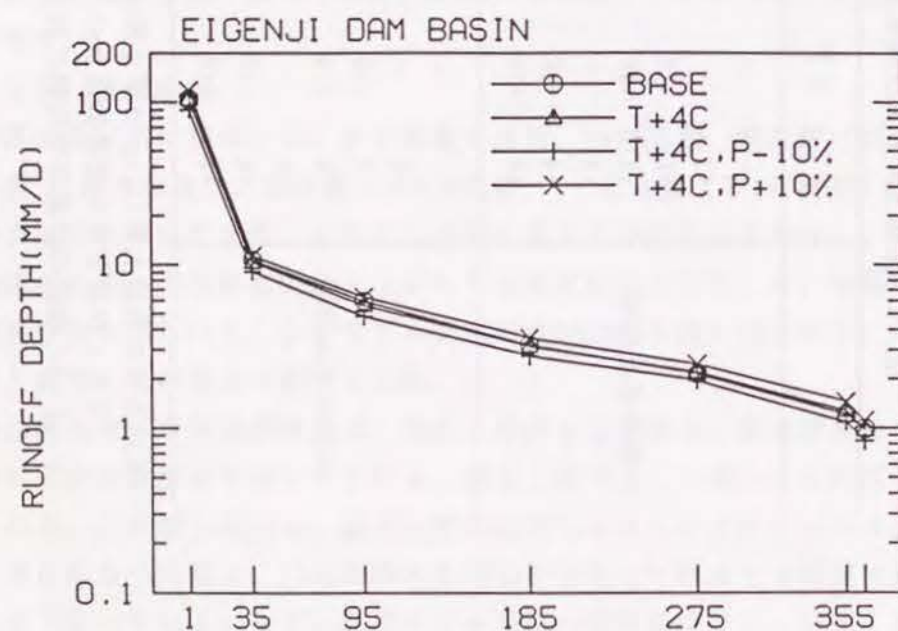


図7.12 気温上昇および降水量変化に伴う流況曲線の変化（永源寺ダム流域）

7.6 結 語

本章では、気温上昇を想定したいくつかの気候変化シナリオを設定して、輪島柳田流域および永源寺ダム流域において同定された長短期流出両用モデルにこれを入力し、現況との比較によって、気温上昇が流域水循環に与える影響の評価を試みた。得られた結果を要約すると次のようである。

1) 気温上昇に伴って冬期の降雪が降雨に変わり、積雪量が顕著に減少する。とくに気温が4℃上昇した場合では、両流域ともに積雪量はほとんど0になる。

2) このため、輪島柳田流域では、冬期の流出量が増加し融雪期にあたる春期の流出量が著しく減少する。一方、永源寺ダム流域でも、融雪期において流出量の減少がみられるが、冬期の降水量が少ないこともあって、気温上昇が流出波形に与える影響は比較的小さく、降水量変化の影響の方が大きい。

3) 気温上昇に伴い、両流域ともに蒸発散量が年間を通して増加する。2～4℃の気温上昇に伴う年蒸発散量の増加は、輪島柳田流域では6～12%、永源寺ダム流域では5～10%で、降水量が変化しない場合は、年流出量はその分減少する。

4) 現況および気温上昇のみの場合の流況曲線を比較すると、輪島柳田流域では、気温上昇に伴って高水、低水流量ともに若干減少する傾向がみられるが、永源寺ダム流域では、気温上昇が流況曲線に与える影響はごくわずかである。

以上の結果より、同じ気温上昇を想定した場合でも、輪島柳田流域と永源寺ダム流域では、その影響の程度にかなり差があることが分かる。すなわち、気温上昇が流域水循環に与える影響は、対象とする地域によって異なるといえよう。ここでの検討は、二つの流域を対象としたケーススタディに止まっているが、今後は温暖化の影響を地域別に明らかにしていくことが望まれる。

参 考 文 献

- 1) 気候問題懇談会温室効果検討部会：温室効果気体の増加に伴う気候変化，1989，p.1.

- 2) 環境庁「地球温暖化問題研究会」編：地球温暖化を防ぐ，NHKブックス，1990.
- 3) 地球温暖化影響研究会編：米国EPAレポート抄訳，地球温暖化による社会影響，技報堂出版，1990.
- 4) 吉野文雄：地球温暖化による水文循環への影響予測，土木学会誌別冊増刊，第75巻第5号，1990，pp.18-21.
- 5) 吉野文雄・丹羽 薫・石井典夫・盛谷明弘：寒冷な時期と温暖な時期との降雨特性の比較検討，水文・水資源学会1990年研究発表会要旨集，1990，pp.128-131.
- 6) 盛谷明弘・丹羽 薫：長期観測資料に基づいた温暖化の水資源への影響評価について，水工学論文集，第35巻，1991，pp.647-652.
- 7) Nemec, J. and J. Schaake : Sensitivity of water resource systems to climate variation, Hydrol. Sci. J., Vol.27, No.3, 1982, pp.327-343.
- 8) Gleick, P.H. : Regional hydrologic consequences of increases in atmospheric CO₂ and other trace gases, Clim. Change, Vol.10, 1987, pp.137-161.
- 9) Mimikou, M. , Y. Kouvopoulos, G. Cavadias and N. Vayianos : Regional hydrological effects of climate change, J. Hydrol., Vol.123, 1991, pp.119-146.
- 10) Cooley, K.R. : Effects of CO₂-induced climatic changes on snowpack and streamflow, Hydrol. Sci. J., Vol.35, No.5, 1990, pp.511-522.
- 11) Bultot, F., A. Coppens, G.L. Dupriez, D. Gellens and F. Meulenberghs : Repercussions of a CO₂ doubling on the water cycle and on the water balance - a case study for Belgium, J. Hydrol., Vol.99, 1988, pp.319-347.
- 12) Lettenmaier, D.P. and T.Y. Gan : Hydrologic sensitivities of the Sacramento-San Joaquin river basin, California, to global warming, Water Resour. Res., Vol.26, No.1, 1990, pp.69-86.
- 13) 田中丸治哉・角屋 睦：農地造成流域の流出および水収支特性－農地造成が流域水循環に与える影響(I)－，農業土木学会論文集（投稿予定），19

91.

- 14) 菅原正巳：流出解析法，共立出版，1972，pp.161-167.
- 15) Penman, H.L. : Vegetation and Hydrology, Tech. Commun. No.53, Commonwealth Bureau of Soils, Harpenden, England, 1963, pp.40-43.
- 16) Chang, J.H. : Global distribution of net radiation according to a new formula, Ann. Assn. Am. Geogr., Vol.60, 1970, pp.340-351.
- 17) 角屋 睦・永井明博：長短期流出両用モデルの開発改良研究，農業土木学会論文集，第136号，1988，pp.31-38.
- 18) 田中丸治哉・角屋 睦：長短期流出両用モデルによる農地造成の影響評価－農地造成が流域水循環に与える影響(II)－，農業土木学会論文集（投稿予定），1991.
- 19) 気象庁編：温室効果気体の増加に伴う気候変化(II)，気候問題懇談会温室効果検討部会報告，大蔵省印刷局，1990，pp.19-34.

第8章 結 論

本研究は、洪水流出と低水流出を同時に連続して解析でき、これまでの洪水流出解析法の難点であった有効降雨の推定を自動的に行えるという特長を持つ長短期流出両用モデルを取り上げ、このモデルのダム流域への同定適用とそのダムの流水管理への応用について攻究したものである。本研究で得られた結果を要約すると次のようである。

第1章では、長短期流出両用モデルの開発改良に関するこれまでの経緯について述べるとともに、このモデルを実際のダム管理などに活用していく上で必要と思われるいくつかの検討課題を示した。とくに、モデルの適応性や適用上の問題点を明らかにするためには、より多くの流域を対象としてモデルを適用する必要があること、このモデルを実時間洪水予測へ適用するためには、流域平均降水量の推定誤差などの影響を消去するためのフィルタリング手法の導入が欠かせないこと、などを指摘した。

第2章では、長短期流出両用モデルとして現在のところ最良に近いと考えられるLST-IIを取り上げ、その基礎式を示すとともに、流出計算法およびモデル定数の最適同定法について述べた。

第3章では、紀ノ川上流の大迫ダム流域(114.8km²)および愛知川上流の永源寺ダム流域(131.5km²)を対象として、長短期流出両用モデルを同定適用し、その適応性を吟味した。それぞれ2年間の資料を用いてモデル定数を同定し、大迫ダム流域では12年間、永源寺ダム流域では約11年間の資料を用いて検証計算を行った。この結果、大迫ダム流域では、日流出高の相対誤差は17%、34出水時の平均相対誤差は23%といずれも良好な再現性が得られた。一方、永源寺ダム流域では、日流出高の相対誤差は30%、23出水時の平均相対誤差は25%となり、長期流出量の再現性が大迫ダム流域のそれに比べてやや劣っているが、水収支的にはほぼ妥当な結果が得られた。さらに、永源寺ダム流域では、支流の降雨特性、地質特性を考慮した長短期流出両用モデルの並列適用法についても検討を行った。並列モデルの再現性は、単一モデルよりもわずかながら改善されているが、その効果はいまのところ明確とはいえず、支流の流域平均降水量の把握などが課題として残された。

第4章では、長短期流出両用モデルの実時間洪水予測への応用について検討

した。ここでは、カルマンフィルター理論に基づく状態修正法を導入した洪水予測システムを考え、長短期流出両用モデルの最上層水深を状態変量として、拡張カルマンフィルターでこれを推定する洪水予測システムⅠと、全タンク水深を状態変量として、統計的線形化手法を採用する洪水予測システムⅡを提示した。次いで、これらの洪水予測システムを用いて、大迫ダム・永源寺ダム流域における1～3時間先の洪水流量予測を行った。この結果、状態修正法の導入によって予測精度が大きく向上すること、いずれのシステムも1, 2時間先流量は実用上十分な精度で予測できること、3時間先予測では、降雨予測の精度が流量予測の精度に著しく影響すること、などが示された。さらに、洪水予測システムⅠの適用結果に基づいて、より確からしい流域平均降水量を逆推定する方法を提示し、大迫ダム・永源寺ダム流域への適用結果から、この方法が不確定な流域平均降水量の推定法として十分使えることが示された。

第5章では、木津川上流の高山ダム流域(615km²)とその上流支流流域である青蓮寺ダム流域(100km²)および室生ダム流域(136km²)を対象として、長短期流出両用モデルを同定適用し、このモデルの大河川ダム流域への適応性を吟味した。高山ダム流域には、洪水時に上流2ダム流域からの放流量の河道伝播時間と流域遅れ時間を導入したモデルを適用したところ、日流出高の相対誤差は17%、10出水時の平均相対誤差も14%とかなり良好な結果を得た。さらに、それぞれの流域において、第4章で提示した洪水予測システムⅠによる3時間先までの洪水流量予測を行った。高山ダム流域では、当初同定したモデルの再現性が良好であること、流域遅れ時間の導入によって降雨予測の先行時間が短くて済むこともあって、3時間先予測でも予測精度はきわめて良好であった。一方、青蓮寺ダム・室生ダム流域では、フィルタリング手法の導入によって、1, 2時間先予測は精度よく行えるが、3時間先予測の精度は、降雨予測の精度にかなり影響されやすいことが示された。

第6章では、長短期流出両用モデルの実時間渇水予測への応用について検討した。ここでは、降水量と蒸発散量を修正することによって、モデルの状態変量(タンク貯留水深)を修正する簡便な状態修正法を提示した。次いで、渇水時を想定した予測少雨時系列の設定法を提示するとともに、5～15年確率の予測少雨時系列を流出モデルに入力して、3カ月先までの渇水流量予測を行った。この結果、状態修正の効果が及ぶのは1カ月先程度までであること、累加流出高で評価する限り、予測期間の降雨波形の単純化は、予測精度に大きな影響を

与えないこと、などが示された。さらに、竹内らが提案している季節別渇水持続曲線法との比較から、ここで提示した渇水流量予測法の特長が事前降雨の影響を考慮できる点にあることが指摘された。

第7章では、流出解析法の新しい応用分野として、流域水循環に対する気温上昇の影響評価を取り上げた。これは、最近注目されている温室効果気体の増加に伴う温暖化が流域水循環に与える影響の評価に長短期流出両用モデルを応用したものである。ここでは、気温上昇およびそれに降水量変化を伴ういくつかの仮想的な気候変化シナリオを設定して、輪島柳田流域(0.147km²)および永源寺ダム流域において同定された長短期流出両用モデルにこれを入力し、現況との比較によって、気温上昇が流域水循環に与える影響の評価を試みた。得られた結果を要約すると次のようである。まず、気温上昇に伴って冬期の降雪が降雨に変わり、積雪量が顕著に減少する。このため、輪島柳田流域では、冬期の流出量が増加し融雪期にあたる春期の流出量が著しく減少する。一方、永源寺ダム流域では、冬期の降水量が少ないこともあって、気温上昇が流出波形に与える影響は比較的小さく、降水量変化の影響の方が大きい。また、気温上昇に伴い、両流域ともに蒸発散量が年間を通して増加する。2～4℃の気温上昇に伴う年蒸発散量の増加は、輪島柳田流域では6～12%、永源寺ダム流域では5～10%で、降水量が変化しない場合は、年流出量はその分減少する。さらに、流況曲線への影響をみると、輪島柳田流域では、気温上昇に伴って高水、低水流量ともに若干減少する傾向がみられるが、永源寺ダム流域では、気温上昇が流況曲線に与える影響はごくわずかである。以上の結果より、同じ気温上昇を想定した場合でも、対象とする流域によって、その影響の程度にかなり差があることが明らかにされた。

本研究では、長短期流出両用モデルをいくつかのダム流域に適用して、その適応性を検証するとともに、このモデルのダムの流水管理への応用として、実時間洪水予測、実時間渇水予測、および気温上昇の影響評価についてそれぞれ攻究した。本研究の成果が、水資源システムの計画・管理における一助となれば幸いである。

謝 辞

本研究を行うにあたって、終始懇切なる御指導を賜った京都大学防災研究所角屋睦教授に心から感謝の意を表するとともに、厚く御礼申し上げます。また、本論文を取りまとめるにあたって、細部にわたり御指導を賜った京都大学工学部高棹琢馬教授、京都大学防災研究所池淵周一教授に謹んで感謝の意を表する。さらに、これまで数多くの御教示を賜った京都大学農学部丸山利輔教授、豊橋技術科学大学建設工学系石原安雄教授に深謝する。また、京都大学防災研究所岡太郎助教授、岡山大学農学部永井明博助教授には、研究の遂行に際して数々の有益な御助言を頂き、京都大学防災研究所内水災害研究部門の各位や当時の学生、米田達也君、濱本晃一君、金口正幸君、閑上直浩君、安田史生君には、本研究の実施に際して種々御協力頂いたことを記し、感謝の意を表する。

農林水産省近畿農政局十津川紀の川農業水利施設管理事務所（現南近畿土地改良調査管理事務所）、滋賀県永源寺ダム管理事務所、建設省近畿地方建設局淀川ダム統合管理事務所、水資源開発公団名張川ダム総合管理所、農林水産省北陸農政局計画部資源課からは、貴重な資料を提供して頂いた。関係者各位に感謝の意を表する。